SHIMIZU – MAEDA JOINT OPERATION

TECHNICAL DOCUMENT TRANSMITTAL

From:	Nobuyuki Kawai Project Manager Shimizu – Maeda Joint Operation (SMJO)		
To:	Mr. Le Van Cuong Project Manager (Underground) NJPT Association		
CC:	☑ MAUR H/Q	☐ with Attachment	☑ without Attachment
	☑ PMU-1	☑ with Attachment	☐ without Attachment
	☑ NJPT H/Q	☑ with Attachment	☐ without Attachment
Subject:	Technical Design (Bored tunnel: Tunnel Lining)		
Ref. No.:	UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-C		
Date:	08th June 2016		
Level:	☐ For Level 1 Item	☑ For Level 2 Item	☐ For Level 3 Item

☐ For Information ☑ For Review and Comment ☐ For No Objection

☐ For Record ☐ For Action ☐ For Other

Please find enclosed the following:

Title	Doc. No/Rev. No	Description
- Bored Tunnel – Segmental Lining - Technical Design Report	HCMC-CP1b-TBMS-CTD-00024-C	Third Issue
- Bored Tunnel – Segmental Lining – Works Specification	HCMC-CP1b-TBMS-CTD-00025-C	Third Issue
- Bored Tunnel – Segmental Lining – Technical Design Manual	HCMC-CP1b-TBMS-CTD-00026-C	Third Issue

Remark:

Submitted by: *Date:*

LIÊN DANH SHIMIZU - MAEDA THẦU THỰC HIỆN GÓI THẦU 1B DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ SỐ 1 THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH

08th June 2016

Nobuyuki KAWAI

Dự án xây dựng tuyến đường sắt đô thị số 1 TP. Hồ Chí Minh
Tuyến Bến Thành – Suối Tiên
Gói thầu 1b: Xây dựng
(Đoạn ngầm từ KM 0+615 đến KM 2+360)

SHIMZ MAEDA
SHIMIZU – MAEDA JOINT OPERATION

PHIẾU CHUYỂN GIAO TÀI LIỆU KỸ THUẬT

Từ:	Ông Nobuyuki Kawai Giám đốc Dự án Liên danh Shimizu – Maeda (SMJO)		
Đến:	Ông Lê Văn Cường Giám đốc Dự án (Đường ngầm) Liên danh NJPT		
Đồng kính gửi:	☑ MAUR H/Q	☐ có đính kèm	☑ không có đính kèm
	☑ PMU-1	☑ có đính kèm	☐ không có đính kèm
	☑ NJPT H/Q	☑ có đính kèm	☐ không có đính kèm
Tiêu đề:	Thiết kế Kỹ Thuật (Hầm Khiên Đào: Vỏ hầm)		
Số tham chiếu:	UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-C		
Ngày:	08/06/2016		
Cấp độ:	☐ Cấp 1	☑ Cấp 2	☐ Cấp 3

☐ Thông tin ☑ Xem xét và cho ý kiến ☐ Không phản đối

☐ Lưu trữ ☐ Thực hiện ☐ Khác

Vui lòng xem các đính kèm :

Tiêu đề	Số hồ sơ/Số chỉnh sửa	Miêu tả
- Báo cáo Thiết kế Kỹ Thuật (Hầm khiên đào - Vỏ hầm)	HCMC-CP1b-TBMS-CTD-00024-C	Thiết lập lần ba
- Tiêu chuẩn kỹ thuật (Hầm khiên đào - Vỏ hầm)	HCMC-CP1b-TBMS-CTD-00025-C	Thiết lập lần ba
- Hướng dẫn thiết kế (Hầm khiên đào - Vỏ hầm)	HCMC-CP1b-TBMS-CTD-00026-C	Thiết lập lần ba

Ghi chú:

Trình nộp bởi: *Ngày:* 08/06/2016

Nobuyuki KAWAI

Response to Employer's Representative's Comments

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
1	Third Party Verification Report Third party verification report has not included in this submission. Such verification report must be attached to technical design submission before to the Employer's Representative for review. The following comments are provided in advance for reference.		The updated report is submitted to TPV for review and certificate. 3PV's certificate is included in this submission.	
2	**General Comments** 1) Layout plan for the bored tunnel shown in Figure 1-1 shall be expanded launching and arriving areas of Ba Son station and Opera House station respectively. 2) Some Figures and/or Tables are described without citing the source of reference. The Contractor shall include appropriate citations. 3) Design Report and Design Manual shall been harmonized.		The Figure 1-1 for the tunnel layout is updated to include the launching areas. Citations have been added in the report for easy reference. The design manual has been updated.	
3	**General Comments** 1) In general, dimensions (e.g. spacing of rebar, thickness of concrete cover, etc.) shall be indicated clearly on drawings of general arrangement of segments to facilitate site activities.	C	For design purpose, the required numbers of rebars (e.g. 10 nos. D22 main bar at intrados) have been indicated on the drawings and rebar schedule. The maximum spacing of rebars for crack width control has been specified on the notes on drawing nos. CP1b-CTS-TD-TBMS-00050 to 55.	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
			The thickness of concrete cover has been indicated on drawing nos. CP1b-CTS-TD-TBMS-00024 to 29 and updated accordingly by showing to the outer most rebar.	
	2) The "notes" part is missing in drawings of reinforcement detail. Such "notes" shall detail necessary information including concrete grade, rebar grade, concrete covering, etc.		"General Notes" have been included on the drawings.	
	3) In the "notes" part of some drawings of general arrangement of segment, it is stated that "Minimum covers to all rebar shall be 40mm". However, I the calculation sheet of Appendix K – Lining Section Design, this minimum cover is calculated as 30mm. Please clarify.		Please be confirmed that the cover in the design shall be 40mm instead of 30mm. The calculations have been reviewed and 40mm is shown as the distance to outer most rebar.	
	4) Has the cover been designed considering the durability and the fire-resistance?		DSRSC and JSCE Shield tunnel Codes have been referred. If the concrete cover is min. 25mm, requirement is satisfied. In addition, local codes, Vietnam standard QCVN08:2009/BXD (Vietnam Building Code for Urban Underground Structures) and QCVN06: 2010 BXD (Vietnam Building Code on Fire Safety of Buildings) have been referred and 40mm concrete cover is adopted for min. 35mm concrete cover criteria in the local codes to meet fire and durability requirement.	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	5) Drawing of marking (e.g. date, numbering, etc) on linings shall be added in the design drawings.		The markings have been provided on drawings.	
	6) Drawing of lining arrangement plan in accordance with the alignment shall be added in the design drawings.		To be shown in the related Method Statement.	
	7) Table of rebar quantity including the length and weight shall be added on the drawings of reinforcement detail.		To be shown in the Shop Drawings	
	8) Generally, thickness of dimension line should be thinner than structural line to easy understanding.		The dimension lines on Drawings 050 to 055 have been updated.	
	9) Allowable force and material type of M12 Bolt socket shall be indicated on the general note at least.		M12 bolts are design and supplied by CP-3 contractor, therefore no design details are shown on CP-1b drawings.	
	10) For durability of 100 years, grout holes of segmental linings shall be for sealing trip similar to elector holes.		The grout hole details have been updated on drawing 00045. Hydrophilic seal ring "O ring" has been added.	
	11) Specification such as dimension, swelling ratio and so on should be		The specifications of sealing material are indicated on drawing no. CP1b-CTS-TD-TBMS-00010.	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	indicated on general note of the drawings.			
	12) Regarding rebar of No.5 and 6 on the drawing No.00050 and so on, is the dimension and location correct?		The locations of the mentioned rebars have been reviewed. Rebar No. 5 is parallel to the main bars since it is the additional reinforcements between bolt pockets to prevent cracking; And the Rebar No. 6, which also is parallel to the main bars, is provided as the anti-bursting steels along the segment joints.	
	13) Generally, main rebar, generally extrados side is same as intrados side. However in this design, these are different. Why is different? The Contractor shall check the calculation and clarify such difference.		Please be confirmed the nos. of rebars are equal at both side. According to the latest design, 10 nos. of rebars will be provided. The reinforcement schedule has been indicated on drawing nos. CP1b-CTS-TD-TBMS-00050 to 55.	
	14) Regarding interfaces at stations, the detail shall be designed taking into all risks. And the segmental lining should be made overlap more than half of thickness of D-wall.		Comment noted. Tunnel - Station connection details shall be submitted separately.	
	15) Bolt clearance seems so large. How much is the gap and offset considered in the design calculation of the sealing material? Between radial joints: 39 - 27 = 6mm		Bolt clearances and construction tolerances are not the same. For Seal, Offset is 5mm, Initial Opening is 3mm	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	Between circumferential joint 41 - 27 = 14mm 16) Amount of distribution rebar seems small. The amount shall be more than one sixth of the amount of main rebar due to the lining as one direction slab. 17) Number of rebar of V-shape around the radial joint seems small. Is it sufficient against bending moment at the joint? 18) Does the verification against the compressive stress generated with bending moment consider the lack of concrete at the bolt box?		According to section 9.2 of JSCE-CS, the distribution bars shall not be less than 1/6 of the tension reinforcements. From the design, the steel ratio of distribution bar is 0.247% which is larger than 1/6 of tension reinforcement. (1.056% / 6 = 0.176% < 0.247%) Shear capacity of the V-shape rebar is checked against the shear force from bolt. Please refer to Pages 89 to 94 in Appendix M for details. Considering the construction stage, the effect due to bending moment should be critical because of minimum axial force. The segment will be rotate against the centreline and therefore the induced tensile stress on bolt shall be minimal since the bolt is located at the centreline of the segment. In addition, please be confirmed that all bolts remain at compression zone for the critical segment orientations analysed in the report and therefore does not apply additional compressive stress on the concrete. Meanwhile, it is considered that the shear force on the bolts due to differential moment between rings become	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
			a critical issue that may be damaged the concrete at the bolt box. As mentioned in item 3.17, the V-shape bar has been checked against the shear force on bolt. It is believed that the V-shape bars and the anti-bursting steel can provide adequate resistance to prevent damage of concrete at the bolt box.	
	19) There is no rebar around the elector hole. Have the verification against tension force generated with the electing been conducted? 20) Grommet should be put on the bolt at joints for water tightness, in case water leaking through the extrados sealing trip. 21) Insert angle from longitudinal direction is indicated 7.5 degree. How much is the setback distance and clearance?		Cone failure check has been conducted for erector hole and shown in Appendix P which shows that no additional rebar is required, however, for safe design no.10 shear rebars are included around the erector holes. Grommet details are shown on drawing no. CP1b-CTS-TD-TBMS-00044 as per the details provided by construction team. The proposed setback distance has been indicated on drawing nos. CP1b-CTS-TD-TBMS-00023, 30 & 37.	
4	**General Comments** 1) Show the calculation of the joint angle of K segment and the value, and make it clear in technical drawings. 2) Add the figure of taper ring of	C	Japanese Code (JSCE Shield Tunnel - 2006) recommends the taper angle to be between 7~22 Degrees. SMJO`s design considers 7.5 degrees which is in line with the Code and considered as reasonable.	

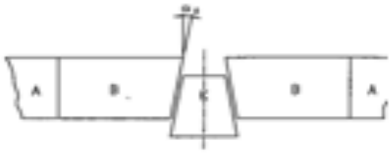
SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	the curve R=350m into Technical drawing. 3) Did you examine the influence because of temporary tunnel axial bending stress by loading of the eccentric load by jack and jack thrust might occur in curve R=350m? 4) Examination for back-filling (tail grouting) pressure is required.		The lining arrangement is showed on drawing no. CP1b-CTS-TD-TBMS-00010. The jack thrust force eccentricity amount is discussed with construction team and 15mm eccentricity is considered for concrete stress check in the updated design calculations. The eccentricity has been included in calculation of bearing depth on page 76 and 77 in Appendix M, where y_{po} = (y_{eff} – 2e) / 2. Please refer to pages 75 to 77 in Appendix M for the detailed calculations about the eccentricity. In addition, for the axial bending stress according to DSRSC (page 92), checking by adopting beam-spring model is required for significantly sharp (tight) curvatures. However R=350m is not considered as significantly tight curve and as discussed and confirmed with construction team, central bending (break) of TBM is not required for such radius. Therefore bending stress in longitudinal direction is not considered as critical and accordingly such checking is considered to be omitted. A primary grouting pressure equivalent to the maximum water pressure plus 1.5 bar for deep sections and maximum water pressure plus 0.5 bar for shallow sections have been introduced in section 3.3.2.2 for tail grouting works. According to Table 3-5 and Table 3-6, the tail grout pressures have been included in one of the load	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	5) Did you examine for design shear resistance of the joint in relation between K-segment and back-filling pressure which determined in under construction load? 6) Show the figure of back-filling (tail grouting) hole placement and the detailed drawing. 7) Clarify the reason that the buildings the neighbourhood of the West bound side between 1km040m.and 1km140m does not intend for proposed design cross-section.		combination considered in the SAP2000 (FEM) analyses. In addition, the effect due to tail brush pressure during the grouting works has been checked and mentioned in section 8.2. The stability against sliding of K-Segment have been provided in section 8.3. Grout hole details are shown on drawing 00045. 2 scenarios at CH0+860 (Section B-B) and CH0+980 (Section C-C) which considered as most critical cases, are assessed. The 10 storied building AR 45A and 4 storied building AR42 at Section B-B for the maximum building load case. In addition, AR49 was considered at Section C-C for maximum unbalanced load. Please refer to drawings No. CP1b-CGE-TD-0000-00057 and 00058. The other buildings other than these two sections are considered to be less critical, either with less no. of story or found on piles.	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	8) Because there is sudden change in geological feature at adjacent section of 1k440m~1k540m and overburden become shallow, it is reasonable to set this position as a design section.		Compared with the profile at 1k440m~1k550m, the Section A-A at 1k400m is selected based on the following reasons: - Max bending moment occurs at the shallowest tunnel. Hence, minimum overburden at 1k400m (crown at -11.2) is considered. - Section A-A is the transition from Stagger to Parallel tunnel, twin tunnel effect should be considered - The tunnels is located at mixed ground condition at 1k400m (between ALL1 and ALL2)	
5	**Page 11 of 132, 1. General** The Contractor said that the radial joint of segments is flat face joint. However the radial joint of segments is not flat face, because it is with key lock as shown Figure 1-5. The Contractor shall modify aforementioned sentence accordingly.		Please be clarified that key-lock is only provided along the ring joint. For the segment joint, it should be a flat face. Figure 1-3 shows the joint details between two segments and Figure 1-4 shows the details between two ring joints.	
6	**Page 16 of 132, 1.3 Assessment of Some of the Project-specific Design Conditions and Adopted Mitigation Measures for TBM Lining Design Considering Design Life Cycle** 1) Risk analysis is not enough regarding bored tunnels for this project. The Contractor shall modify with consideration for life cycle design of bored tunnels including TBM driving	B	Design report already covers all relevant design basis and criteria. Risk assessment has been updated. The related design conditions which include the critical cases have already covered within the design.	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	in this project's characteristics. The Contractor shall list every conceivable risk regarding bored tunnels in this project, then classify the risks according to design issues, construction issues, and maintenance issues. The risks of design issues shall be mitigated during design works of segmental lining. 2) Regarding fire rating in design, the Contractor shall state the requirement of fire resistance of segmental lining with the confirmation by CP3 Contractor (HTC).		Contractor confirmed fire rating with CP-3 Contractor and in addition both Japanese and Local codes were taken into account for determination of concrete cover to meet related requirements. Related references and clarification included in the updated report. Please also refer to comment no.3.4 and corresponding reply above.	
7	**Page 18 to 20 of 132** 1) Some of process and design concept of segmental lining have been indicated in pages 18 to 20. These pages are under section 1.3. Why are these process and design concept of segmental lining indicated under section 1.3. These design concepts shall be indicated under relevant section. 2) Transportation and Handling:		The related conceptual explanations are shifted under section 1.3 accordingly.	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B	Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**

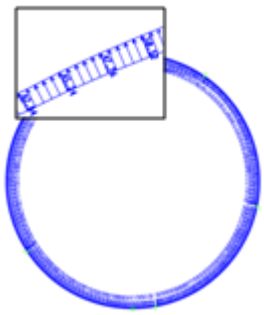
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	The Contractor said that method of stacking on site is shown Figure 1-11 as below figure: As you know, the segment seal shall be stuck on segments on site after transporting from the factory. How to stick segment seal on site with stacking situation of above figure?		The previous figure shows segment stockpiling at casting yard. Figure is updated including stockpiling at construction site.	
	3) Direction of Key Segment Installation: In case of K segment inserted in longitudinal direction, taper degree of longitudinal direction of K segment shall be taken care for avoiding damage of a segment.		Japanese Code (JSCE Shield Tunnel - 2006 , article 45) recommends the taper angle to be between 7~22 Degrees. SMJO`s design considers 7.5 degrees which is in line with the Code and considered as reasonable.  (a) Insertion angle (α_4)	
	4) Provision of Key-Lock between the Rings to Transfer Shear Force: The Contractor has indicated that "this concept has been tested and demonstrated in KL Segment Manual by Hazama Corp". Why does the Contractor refer to the design concept and/or workmanship of the key-lock between the rings from KL Segment Manual by Hazama Corp? Please clarify.		The reference has been removed from the report. Shear Check of Segment is conducted as per JSCE RC Code.	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
8	**Page 25 of 132, 1.6 Segment Design Procedure** 1) The Segmental lining design procedure is shown in Figure 1-18. However, Figure 1-18 shows allowable stress design method. The Contractor shall modify Figure 1-18 accordingly. And also, there are lacks of design procedure of segmental lining of longitudinal direction as well as stability of tunnel etc in Figure 1-18. 2) Even Figure 1-18 is said procedure of the segmental lining design, this Technical design report of segmental lining design never follow design procedure shown in Figure 1-18. The Contractor shall carry out segmental lining design in accordance with design procedure decided by him as well as table of contents in this submission.	C	Design Flow-Chart is updated accordingly and renamed as Figure 1-22 in the updated report. Design Flow-Chart is updated accordingly and renamed as Figure 1-22 in the updated report.	
9	**Page 27 of 132, 2.1 Proposed Design Cross-Sections**			

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	1) The Contractor has indicated reasons for selecting 6 cases proposed design cross sections in page 26 of 132. However, we could not understand the reasons indicated by the Contractor. The Contractor shall clarify the reasons. 2) The cross sections A-A, B-B and C-C shall be shown under Table 2-A for easily understanding.		Table has been revised with detailed explanation. The critical sections are selected based on largest sectional forces, max. deflection, GWL effect, special loading (such as heavy and/or unbalanced building load), etc. Figures showing the sections are added for easier understanding under related section	
10	**Page 29 of 132, 2.3 Loading** 1) The name of loads considered in the design of the segmental lining listed under section 2.3 are different with Table 2-E, 2-F and 2-G. The Contractor shall modify accordingly. 2) The loads considered in the design of the segmental lining have been classified into permanent loads and construction loads. Why is water sealing closure force classified into construction load? What		Report Text has been updated accordingly. Closure force of water sealing shall be considered in both construction case and permanent case. The initial gap between the segments will be reduced to 0 mm during the lining installation. Related design check is conducted at construction phase. In addition, water-tightness of the seal in long-term taking allowable opening amount into account is checked as well.	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	do you mean about construction load? The Contractor shall modify classification of design loads. 3) The Contractor has proposed 1.0 for the load factor of effect of adjoining tunnel in Table 2-F and 2-G. The Contractor shall indicated adequacy and reason of application of 1.0.		In the design, most unfavourable design conditions are taken into account in one loading case including backfill grouting, twin-tunnel effect, and upper bound of stress release ratio during excavation, etc. Hence, the design is based on the assumption in order to be on the conservative side. Moreover, the Plaxis analyses showed that the adjoining twin tunnel effect is considered in beneficial side. Hence, the application of 1.0 for load factor is considered adequate and safe enough.	
11	**Page 34 of 132, 2.3.1.4 Earth Load (E)** The Contractor has indicated that the loosening earth pressure is adopted in the analysis of the deep tunnel with SPT-N > 10. We think afore mentioned tunnel is East-Bound tunnel. However, vertical earth pressure acting on East-Bound tunnel will be increased or changed to full overburden pressure due to West-Band tunnel TBM driving. From technical point of view, design of segmental lining of East-Bound tunnel shall be applied full overburden pressure as well		A sensitivity study using Plaxis models has been carried out to justify the design assumption. The detailed sequences adopted in Plaxis models are explained further in item 14.3 below. The results from the critical section show that: 1. The effective normal stress at tunnel crown is around 100 kPa during excavation of 2nd tunnel which is slightly smaller than the adopted values (126 kPa) from the DSRSC formula of loosening earth pressure.	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	accordingly.		2. The stress acting on the 1st tunnel will not be increased during excavation of the 2nd tunnel, but will be slightly reduced due to the unloading effect. It is deviated from the full overburden condition which the stress should be increased by heavier ground load. 3. Mohr Coulomb failure criteria and the Mohr circle of the evaluated points have been plotted to justify that the soils adjacent to the tunnel are in elastic state. The ratio (factor of safety) between the mobilized and the maximum (available) shear strength of the soil have been illustrated. In conclusion, the design with loosening earth pressure following DSRCS is confirmed as safe side in this case. Please refer to the **Attachment 1** for the Plaxis analysis.	
12	**Page 39 of 132, 3.2 Basic Design Loads** Horizontal earth pressures of east bound tunnel are the same at the location of crown and bottom shown in Table 3-A? Please clarify.		According to Clause 5.2 of DSRSC-ST, horizontal earth pressure ph2 depends on the distribution of loosening earth pressures at crown and spring levels p_{vc} and p_{vs}. For Section B-B with lower water level, the loosening earth pressures at crown is larger than at spring level p_{vs} (i.e. $p_{vc}>p_{vs}$). Therefore the horizontal earth pressure at bottom is taken equivalent to top as a conservative value. All sections are updated according to DSRSC-ST.	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
13	**Page 41 of 132, 3.3 Existing Building Structure Effect** Figure 3-1 shows the additional effective normal stress acting on ring of segmental lining due to existing building load, but unit of stress is shown as kN/m. The additional effective normal stress shown in Figure 3-1 is not clear. Is it axial force from point of unit shown in Figure 3-1? Generally, impact from existing building load is not only axial force but also bending moment as well as shear force which shall be discussed in the submission. If the Contractor wants to show additional load due to existing building load, Figure 3-1 shall be modified accordingly. And also, the Contractor shall		Firstly, the additional effective normal stress by applying building load is analyzed from the PLAXIS model and the obtained stress values are multiplied by the width of the segment in SAP2000 models. Hence, the loading with unit of kN/m (kN/m^2 x m) is applied to the SAP2000 (beam-spring model analysis). The input loading is taken from the effective normal stress (Plaxis Analysis) and therefore it is perpendicular to the ring surface. In addition, the figure is magnified and explained in the report as below:  The induced moments, shear and axial forces along the lining due to the additional effective normal stress will then be analysed by the SAP2000 FEM models. Noted. The method and purpose of this figure is magnified and explained in the report clearly in section 4.2.	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	explain about Figure 3-1 in the main report.			
14	**Page 45 to 52 of 132, 3.4 Twin Shield Tunnel Construction Effect** 1) Table 3-C is shown only without discussion in this TD report. Please explain Table 3-C in this TD report. 2) Checking is provided in approx. 30 degree case between first tunnel and second tunnel. What is the reason of this model? The Contractor has explained in Nippon Koei HQ on 20 November 2015 as below: According to DSRSC, if the clearance between tunnels is more than 1D, the checking of adjoining tunnel can be omitted. Therefore this model is at boundary of 1D. Even if the clearance is more than 1D, the critical case of segmental lining may occur. The Contractor shall review this checking. 3) What is the checking of adjoining tunnel check at up and down position?		As mentioned in section 4.3, the mentioned face pressures have been considered in the Plaxis analyses during excavation of the second tunnel. As per DSRSC, previously the horizontal arrangement (>1D between two tunnels) was not analysed since it is not considered to be critical case as per the Code. However, as additional check, twin tunnel effect is evaluated in the updated submission when the tunnels are "in horizontal". The additional section studied is located at section 1+550; labelled as Section D-D. The twin tunnel effect for adjoining tunnel at up and down position has been considered in the Plaxis models for Section B-B and C-C in Appendix F.	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	Case of adjoining tunnels at up and down position shall be checked twin tunnel effect due to additional pressure at cutting earth pressure, backfill grouting pressure, and stress release at tail of TBM machine.		A sensitivity model has been carried out to justify the design assumption. From the results, the effective normal stress considering the face pressure from 2nd tunnel (Stage 4a) is as equal as the stress after installation of the 1st tunnel (Stage 3). Therefore, the additional stress due to face pressure during short-term condition is minimal. The revised sequences in Plaxis are as follow: - Stage 1: Initial stress analysis - Stage 2: Excavation of lower tunnel - Stage 3: Installation of 1st tunnel lining - Stage 4a: Apply face pressure to upper tunnel at TBM front face without removal of soil. - Stage 4b: Excavation of upper tunnel with 30% release ratio - Stage 5: Installation of 2nd tunnel lining The primary grout pressure is approximately 0.21 MPa at the shallow tunnel. It is smaller than the face pressure of 0.23 MPa and therefore application of primary grouting would lead to a smaller twin tunnel effect. As a result, the cases for face pressure at front face (Stage 4a) and the backfill grouting pressure are not considered as	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	4) It shall be incorporated the joint effect in the second tunnel in FEM.		critical loading and therefore further analysis for short-term effect is not considered in the design report. In order to take segment joint effect of the tunnel into account, equivalent stiffness method as per discussion with NJPT is applied in the Plaxis models. According to the section 5.3.1 in JSCE No. 23, reduction factor ranges from 0.80 to 0.60 are suggested for the equivalent stiffness of lining. Comparison of deformation between beam-spring model and Plaxis with factor 0.8 was checked. The result from Plaxis is slightly larger than the result from beam-spring model. We concluded that the adopted 0.8 is reasonable and slightly conservative. Hence, the stiffness of the West-bound track Tunnel is decreased by factor of 0.8.	
15	**Page 59 of 132, 4.1.3 Calculation of Shear Springs Constant** The Contractor has used shear spring value of "0" and larger value of KL segment manual. Instead of according to KL segment manual. The shear spring value shall be adopted according to DSRSC, instead of KL segment manual.		Shear spring values are re-calculated as per DSRSC and increased spring values are reflected into beam-spring model.	
16	**Page 68 of 132, 7.1 Jack Force Thrust Check (Effects of Shield**		The section is updated accordingly.	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	Shoving) 1) We could not find structural calculation regarding effects of shield shoving at TBM machine tail in this TD report including Appendix M despite the title of this section 7.1 including "effects of shield shoving". The Contractor shall indicate aforementioned structural calculation. 2) Bursting stress fbst 2.23 kN/m2 is shown in Table 7-A. However, Appendix M shows that Bursting stress fbst is 2.26 kN/m2.		For clarification please note that concrete compressive stress is already checked against jack thrust force. Regarding tail seal restraint pressure, the effect due to tail brush pressure has been studied in section 8.2. The results show that the induced bending moment and shear are not significant. Accordingly the restraint pressure is not considered as critical loading. Regarding scuffing between concrete segment and TBM, as the tunnel alignment is does not have a very sharp curved alignment (R=350m), the risk of scuffing of concrete segment to TBM is not considered as high. However, monitoring of tail clearance and checking for this scuffing is required to carry out in construction stage by the Construction team to avoid any significant possible scuffing. Regarding grout pressure effect, the tail grout pressures have been included in one of the load combination considered in the SAP2000 analyses as shown on Table 3-5 and Table 3-6 in the design report (page 32 and 33). The summary is updated on Table 8-1 according to Appendix M. Ultimate limit state is considered in the joint checking in Appendix M2.	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B	Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**

Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	Please modify accordingly. Appendix M shows results of serviceability limit state. Please clarify. 3) In generally, 10 mm is adopted as the design eccentricity of the thrust force of the shield jacks. However, the eccentricity sometimes reaches 30 to 40 mm in actual construction situations. Therefore the Contractor shall consider the design eccentricity of thrust force based on his experience and numerical simulation of TBM driving.		As per DSRSC, in general 10mm is considered for eccentricity. However, the issue is discussed with construction team again and based on the feedback 15mm instead of 10mm is taken into account in the updated design report.	
17	**Page 69 of 132, 7.2 Secondary Grout Checking** Figure 7-1 shows the models of secondary grout pressure. The left side model of Figure 7-1 is acted grouting pressure in bigger wide and one side. From technical point of view, in case of one side, the grouting pressure shall be acted location of center.		As per the Code, since the key-segment is installed in the longitudinal direction, secondary grout effect is not considered to be critical and may be omitted. However, Case-a and Case-b results are explained more clearly and an additional case for concentrated pressure at the center portion is considered in the latest design.	
18	**Page 73 of 132, 9.3 Watertightness (Segment Seal Design)** The Contractor has considered that the opening at ring joint and segment joint is set a gap		In order to consider construction tolerance, after discussing with construction team, initial allowable gap of 3mm is considered. Offset value of 5mm is a requirement from 9.9.12 (4) Outline Construction	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	between segments of 3 mm, offset is 5 mm. The Contractor shall be to confirm with his construction team as well as the Employer's Requirements regarding gap and offset values.		Specification. Related checks are done accordingly.	
19	**Page 81 to 86, Longitudinal Analysis** 1) The Contractor has not indicated regarding stress of segmental lining and joint between rings in this section. The Contractor shall study stress issues in longitudinal direction. 2) Regarding connection between tunnel and station, embedment of tunnel into station box is not enough. It is suggested to embed more into station side for further stability in seismic effect.		Structural checking will be carried out for the shear stress from the longitudinal analysis under a separate submission. Concept of the station-tunnel connection detail is updated in the report. Seismicity in the project area is rather low based on given PGA values, however, segment embedment is considered to be more to the station side in the updated design submission. Station-Tunnel connection details to be submitted separately.	
20	**Page 87 of 132, 11.1 Liquefaction Analysis** The Contractor has estimated the liquefaction of soil in accordance with the Technical Standard and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan as shown in Appendix S1. However, it is requested that such liquefaction of soil shall be		Related checks updated as per DSRSC Code.	

SMJO Submission Ref. No.: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Date Submitted: 14 Nov 2015	Description: **Technical Design, Bored Tunnel: Permanent Works – Segmental Lining.**
Employer's Representative's Response to Contractor's Submission			**SMJO's Response to Employer's Representative's Comments**	
No	**Comment**	**Type**	**Response**	**Remarks**
	calculated in accordance with DSRSC-SD (Design Standard for Railway Structures – Seismic Design).			
	- END -			

TRẢ LỜI Ý KIẾN ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ

Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**
Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
1	**Báo cáo của đơn vị thẩm tra thứ ba:** Báo cáo của đơn vị thẩm tra thứ ba không bao gồm trong lần trình nộp này. Báo cáo thẩm tra đó phải được đính kèm trong đệ trình thiết kế kỹ thuật trước khi trình đại diện Chủ đầu tư xem xét. Những nhận xét dưới đây để tham khảo trước.		Báo cáo cập nhật sẽ được đệ trình cho bên thẩm tra thứ ba để xem xét và xác nhận. Xác nhận của TPV bao gồm trong lần đệ trình này.	
2	Nhận xét chung 1) Mặt bằng của hầm khoan thể hiện trong hình 1-1 phải được mở rộng lần lượt đến khu vực phóng và thu hồi của ga Ba Son và ga Nhà hát. 2) Một số Hình / Bảng được mô tả mà không nêu rõ nguồn gốc tài liệu tham khảo. Nhà thầu phải có các trích dẫn thích hợp. 3) Báo cáo thiết kế và hướng thiết kế phải được thông nhất.		Hình 1-1 cho mặt bằng hầm được cập nhật để bao gồm các khu vực phóng máy khoan. Các trích dẫn đã được bổ sung trong báo cáo để tiện tham khảo. Hướng dẫn thiết kế sẽ được cập nhật tương ứng.	
3	**Nhận xét chung** 1) Nói chung, kích thước (ví dụ như khoảng cách cốt thép, chiều dày lớp bảo vệ bê tông, vv) phải được ghi rõ trên bản vẽ bố trí chung của các các tấm để tạo thuận lợi cho hoạt động ngoài công trường. 2) Các "ghi chú" còn thiếu trong bản vẽ chi tiết cốt thép. Chẳng hạn "ghi chú" phải chi tiết các thông tin cần thiết bao gồm mác bê tông, mác		Đối với mục đích thiết kế, yêu cầu số lượng cốt thép đã được chỉ định trên bản vẽ và bảng cốt thép. Khoảng cách tối đa của cốt thép để khống chế khe nứt đã được xác định trong các ghi chú ở bản vẽ số CP1b-CTS-TD-TBMS-00050 đến 55. Chiều dày lớp bê tông bảo vệ đã được xác định ở bản vẽ số CP1b-CTS-TD-TBMS-00024 đến 29 và đã được cập nhật tương ứng bằng cách thể hiện đến mặt ngoài của cốt thép. “Ghi chú chung” đã được bao gồm trong các bản vẽ này.	

Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B	Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**

Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
	thép , lớp bảo vệ bê tông, vv			
	3) Trong phần "ghi chú" của một số bản vẽ bố trí chung của tấm, chỉ ra rằng "Lớp bảo vệ tối thiểu đối với cốt thép là 40mm". Tuy nhiên, bảng tính của Phụ lục K - Thiết kế mặt cắt vỏ hầm, lớp bảo vệ tối thiểu này được tính là 30mm. Vui lòng làm rõ.		Xin khẳng định rằng lớp bảo vệ trong thiết kế sẽ là 40mm thay vì 30mm. Các tính toán đã được xem xét và 40mm được thể hiện là khoảng cách đến mặt ngoài cốt thép.	
	4) Lớp bảo vệ đã được thiết kế xem xét độ bền và chống cháy chưa?		DSRSC và Tiêu chuẩn hầm khiên đào JSCE đã được tham khảo. Nếu lớp bảo vệ bê tông tối thiểu là 25mm, yêu cầu được thỏa mãn. Hơn nữa, các tiêu chuẩn địa phương, tiêu chuẩn Việt Nam QCVN08:2009/BXD (Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam cho kết cấu ngầm đô thị) và QCVN06: 2010 BXD (Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam về an toàn cháy các tòa nhà) đã được tham khảo và lớp bảo vệ tham khảo và lớp bảo vệ bê tông 40mm được lựa chọn cho tiêu chuẩn lớp bảo vệ bê tông tối thiểu 35mm trong tiêu chuẩn địa phương để đáp ứng yêu cầu chống cháy và độ bền.	
	5) Ghi chú trên bản vẽ (như ngày tháng, số, vv) trên vỏ hầm phải được thêm vào trong bản vẽ thiết kế.		Các ghi chú đã được bổ sung trong bản vẽ.	
	6) Bản vẽ mặt bằng bố trí tấm vỏ hầm phù hợp với tuyến phải được thêm vào trong bản vẽ thiết kế.		Sẽ thể hiện trong công bố phương pháp liên quan.	
	7) Bảng số lượng cốt thép bao gồm cả chiều dài và trọng lượng phải được bổ sung vào các bản vẽ chi tiết cốt thép.		Sẽ thể hiện trong bản vẽ triển khai thi công	
	8) Nói chung, độ dày của đường kích thước nên mảnh hơn so		Đường kích thước trong Bản Vẽ 050 tới 055 đã được điều chỉnh.	

Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B	Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**

Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
	với đường kết cấu để dễ hiểu.			
	9) Lực cho phép và loại vật liệu của bu lông M12 ít nhất phải được ghi trên các ghi chú chung .		Bu lông M12 được thiết kế và cung cấp bởi nhà thầu CP-3, Do đó không có thiết kế chi tiết được thể hiện trong các bản vẽ CP-1b.	
	10) Để có độ bền 100 năm, các lỗ phun vữa của tấm vỏ hầm phải được trám tương tự như lỗ lắp dựng.		Chi tiết lỗ phun vữa được cập nhật ở bản vẽ 00045. Phân đoạn trám nở nước “O ring” đã được thêm vào.	
	11) Đặc điểm kỹ thuật như kích thước, hệ số nở và tương tự nên được chỉ ra trong ghi chú chung trong các bản vẽ.		Yêu cầu kỹ thuật của vật liệu trám khe được chỉ định trong bản vẽ số CP1b-CTS-TD-TBMS-00010.	
	12) Về thép cây số 5 và 6 trong bảng vẽ No.00050 và tương tự, kích thước và vị trí đã chính xác?		Vị trí của cốt thép đề cập đã được xem xét. Cốt thép số 5 song song với cốt thép chính do nó là cốt thép bổ sung giữa các chân bu lông để ngăn chặn vết nứt; Và cốt thép số 6, cũng song song với cốt thép chính, được cung cấp như là cốt thép chống bung dọc mối nối tấm.	
	13) Nhìn chung, cốt thép chính, mặt bên ngoài tương tự như mặt trong. Tuy nhiên trong thiết kế này lại khác nhau. Tại sao lại khác? Nhà thầu phải kiểm tra lại tính toán và làm rõ sự khác biệt này.		Xin xác nhậnsố lượng cốt thép là bằng nhau ở hai mặt. Theo thiết kế mới nhất, 10 cây thép sẽ được cung cấp. Lịch trình gia cố sẽ được chỉ rõ trong bản vẽ CP1b-CTS-TD-TBMS-00050 - CP1b-CTS-TD-TBMS-00055.	
	14) Về giao tiếp tại các nhà ga, các chi tiết phải được thiết kế tính đến tất cả các rủi ro. Và tấm vỏ nên được chồng lên hơn một nửa độ dày tường vây.		Ghi nhận. Chi tiết liên kết Hầm – Ga sẽ được trình nộp riêng.	
	15) Dung sai bulông dường như quá lớn. Khoảng hở và phần bù			

Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B	Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**

Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
	được xem xét trong tính toán thiết kế của vật liệu trám là bao nhiêu? Giữa các mối nối hướng tâm: 39-27 = 6 mm Giữa các mối nối chu vi 41-27 = 14mm		Dung sai bulông và dung sai thi công không giống nhau. Để bịt kín, phần bù là 5mm, khoảng mở là 3mm.	
	16) Số lượng thép phân bổ có vẻ nhỏ. Số lượng phải lớn hơn một phần sáu khối lượng thép chính do tấm vỏ là bản một phương.		Theo Mục 9.2 của DSRSC-CS, thép phân bố không được ít hơn 1/6 cốt thép chịu kéo. Từ thiết kế, tỉ lệ thép phân bố là 0,247% lớn hơn 1/6 cốt thép chịu kéo. (1,056%/6=0,176%< 0.247%).	
	17) Số lượng thép hình chữ V quanh mối nối hướng tâm dường như hơi nhỏ. Có đủ chống lại moment uốn tại mối nối?		Khả năng chịu cắt của thép hình chữ V sẽ được kiểm tra chống lại lực cắt từ bu lông. Vui lòng xem trang 89 -94 trong Phụ lục M để biết thêm chi tiết.	
	18) Có sự xác minh sự chống lại ứng suất nén sinh ra cùng moment uốn do sự thiếu bê tông tại lỗ bu lông không?		Xem xét trong quá trình thi công, ảnh hưởng bởi momen uốn sẽ nguy hiểm do lực dọc trục tối thiểu. Tấm vỏ hầm phải xoay quanh tâm và do đó ứng suất kéo trên bulong là tối thiểu khi bulong đặt tại tâm của tấm vỏ hầm. Thêm nữa, vui lòng xác nhận tất cả bulong còn lại tại vùng nén cho phân tích định hướng tấm vỏ hầm quan trọng trong báo cáo và do đó không áp dụng ứng suất nén bổ sung lên bê tông. Trong lúc đó, cần cân nhắc rằng lực cắt trên bulông bởi momen khác nhau giữa vòng hầm trở thành vấn đề quan trọng và có khả năng phá hủy bê tông tại chân bulông.	
	19) Không có cốt thép xung quanh lỗ lắp dựng. Đã xác minh chống lại lực kéo sinh ra khi việc lắp		.	

Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B	Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**

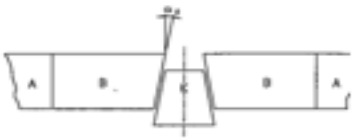
Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
	dựng được tiến hành? 20) Gioăng nên được đặt trên các bu-lông ở các mối nối cho kín nước, trong trường hợp nước rò rỉ qua các dải trám mặt ngoài. 21) Góc chèn từ hướng dọc được chỉ định 7,5 độ. Khoảng dự phòng và dung sai là bao nhiêu?		Như đã đề cập trong mục 3.17, cốt thép hình chữ V đã được kiểm tra khả năng chống lại lực cắt trên bu lông. Tin rằng cốt thép chữ V và thép chống bung có thể cung cấp đủ lực kháng lại sự hư hại bê tông tại chân bulông. Kiểm tra phá hoại hình nón đã được tiến hành cho lỗ lắp dựng và thể hiện trong Phụ lục P trong đó thể hiện rằng không cần cốt thép bổ sung, tuy nhiên, để thiết kế an toàn các cây thép 10 được đặt xung quanh các lỗ lắp dựng. Chi tiết Gioăng được hiển thị trên bản vẽ số. CP1b-CTS-TD-TBM-00.044 theo các chi tiết được cung cấp bởi đội thi công. Khoảng dự phòng đề xuất đã được ghi trên bản vẽ CP1b-CTS-TD-TBM-00.023, 30 và 37	
4	**Ý kiến tổng quát** 1) Trình bày các tính toán góc nối của tấm K và giá trị, và làm cho nó rõ ràng trong các bản vẽ kỹ thuật. 2) Bổ sung hình phan đoạn vát của đoạn cong R = 350m vào bản vẽ kỹ thuật. 3) Đã kiểm tra ảnh hưởng bởi ứng suất uốn dọc theo đường hầm tạm thời bởi lực lệch tâm do lực		Tiêu chuẩn Nhật Bản (JSCE Hầm khiên đào 2006) khuyến nghị bản góc vát từ 7-22 độ. SMJO thiết kế 7,5 độ phù hợp với tiêu chuẩn và hợp lý. Bố trí tấm vỏ được thể hiện trong bản vẽ CP1b-CTS-TD-TBMS-00010. Lực đẩy kích lệch tâm được thảo luận với đội thi công và 15mm lệch tâm được cân nhắc khi kiểm tra ứng suất bê tông trong	

Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B	Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**

Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
	kích có thể xảy ra trong đoạn cong R = 350m? 4) Kiểm tra áp lực lấp chèn (phun vữa phía sau) được yêu cầu. 5) Đã kiểm tra lực kháng cắt thiết kế của mối nối giữa tấm K và áp lực lấp chèn được xác định chịu tải thi công? 6) Thể hiện hình của lỗ chèn (phun vữa phía sau) và thể hiện bản vẽ chi tiết. 7) Làm rõ lý do các tòa nhà lân cận ở phía tây giữa 1km040m và 1km140 không hiện diện trong		tính toán thiết kế cập nhật. Độ lệch tâm đã trình bày trong tính toán ảnh hưởng chiều sâu ở trang 75 và 77 trong phụ lục M cho tính toán chi tiết về độ lệch tâm. Ngoài ra, đối với ứng suất uốn trục, theo SSRS (trang 92), kiểm tra bằng cách áp dụng mô hình dầm–lò xo là cần thiết cho độ cong lớn. Tuy nhiên R = 350m không được xem là độ cong lớn và như đã thảo luận và xác nhận với đội thi công, uốn trục (bẻ) của TBM là không được yêu cầu đối với bán kính như vậy. Do đó ứng suất uốn theo hướng dọc không được xem là quan trọng và được bỏ qua. Áp lực phun vữa chính tương đương với áp lực nước lớn nhất cộng với 1,5 bar cho các mặt cắt sâu và áp lực nước lớn nhất cộng 0,5 bar cho mặt cắt nông đã được giới thiệu trong mục 3.3.2.2 cho công việc phun vữa phía sau. Theo Bảng 3-5 và Bảng 3-6, áp lực phun vữa phía sau đã được bao gồm trong một trong những tổ hợp tải trọng trong phân tích SAP2000(FEM). Hơn nữa, ảnh hưởng do áp lực chải quét phía sau trong quá trình phun vữa được kiểm tra và đề cập trong mục 8.2. Độ ổn định chống trượt của khóa sẽ trình bày trong mục 8.3 Chi tiết lỗ phun vữa được thể hiện trong bản vẽ 00045. 2 kịch bản tại lý trình CH0 + 860 (Mặt cắt B-B) và CH0 + 980 (Mặt cắt C-C) được coi là trường hợp nguy hiểm nhất, đã được đánh giá. Tòa nhà 10 tầng AR 45A và 4 tầng AR42 tại mặt cắt B-B là trường hợp tải trọng tòa nhà lớn nhất. Ngoài ra, AR49	

Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**
Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
	mặt cắt thiết kế đề xuất. 8) Do có sự thay đổi đột ngột về tính năng địa chất ở mặt cắt liền kề 1k440m ~ 1k540m đất đắp trên là nông, hợp lý để thiết lập vị trí này là một mặt cắt thiết kế.		đã được xem xét tại Mặt cắt C-C cho tải không cân bằng lớn nhất. Vui lòng tham khảo bản vẽ số CP1b-CGE-TD-0000-00.057 và 00.058. Các tòa nhà khác ngoài hai mặt cắt này được coi là ít nguy hiểm,hoặc ít tầng hoặc có móng cọc. So với các mặt cắt tại 1k440m ~ 1k550m, Mặt cắt A-A tại 1k400m được chọn dựa trên các lý do sau: - Mo men uốn lớn nhất sẽ xảy ra tại đường hầm nông nhất. Do đó, đất đắp trên nhỏ nhất tại 1k400m (đỉnh hầm tại -11,2) được xem xét. - Mặt cắt A-A là chuyển từ hầm chồng nhau sang đường hầm song song, ảnh hưởng hầm đôi nên được xem xét - Các đường hầm nằm ở điều kiện mặt đất hỗn hợp tại 1k400m (giữa ALL1 và ALL2).	
5	**Trang 11/132, 1. Tổng quát** Nhà thầu cho rằng mối nối nối hướng tâm là mặt phẳng, Tuy nhiên nó không phải mặt phẳng vì có khóa như hình 1-5. Nhà thầu phải chỉnh lại mô tả đề cập trên.		Xin được làm rõ là khóa chỉ cung cấp dọc theo mối nối phân đoạn. Đối với mối nối tấm, nó là mặt phẳng. Hình 1-3 thể hiện chi tiết mối nối giữa hai phân đoạn và Hình 1-4 thể hiện chi tiết giữa hai mối nối phân đoạn.	
6	**Trang 16/132, 1.3 Đánh giá một số điều kiện thiết kế dự án cụ thể và biện pháp giảm thiểu lựa chọn cho tuổi thọ thiết kế trong thiết kế vỏ hầm khoan** 1) Phân tích rủi ro liên quan đến đường hầm khoan cho dự án này là chưa đủ. Nhà thầu phải điều chỉnh việc xem xét tuổi thọ		Báo cáo thiết kế đã bao gồm tất cả các cơ sở thiết kế liên quan và các tiêu chí. Đánh giá rủi ro đã được cập nhật. Các điều kiện thiết kế liên quan bao gồm các trường hợp	

Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**
Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
	thiết kế của hầm khoan kể cả công tác khoan trong những đặc điểm của dự án này. Nhà thầu phải liệt kê tất cả các rủi ro có thể nhận biết liên quan đến hầm khoan trong dự án này, sau đó phân loại các rủi ro theo các vấn đề thiết kế, vấn đề thi công, và các vấn đề bảo trì. Những rủi ro của các vấn đề thiết kế phải được giảm thiểu trong quá trình thiết kế vỏ hầm. 2) Về mức độ hỏa hoạn trong thiết kế, Nhà thầu phải nêu rõ các điều kiện chịu lửa của tấm vỏ có xác nhận của nhà thầu CP3 (HTC)		nguy hiểm đã được xem xét trong thiết kế. Nhà thầu đã xác nhận mức độ hỏa hoạn với nhà thầu CP-3 và tiêu chuẩn Nhật và tiêu chuẩn địa phương đã được đưa vào tính toán để xác định lớp bê tông bảo vệ để đáp ứng các yêu cầu liên quan. Tài liệu tham khảo liên quan những điều cần làm rõ đã thể hiện trong báo cáo cập nhật. Xin vui lòng tham khảo nhận xét.3.4 và phần trả lời tương ứng ở trên.	
7	**Trang 18 -20/ 132.** 1) Một số quy trình và khái niệm thiết kế của các lớp vỏ hầm đã được chỉ ra trong các trang 18 đến 20. Các tang này trong chương 1.3. Tại sao những quy trình và khái niệm thiết kế của tấm vỏ được nêu trong chương 1.3. Những khái niệm thiết kế này phải được chỉ ra trong chương liên quan. 2) Vận chuyển và thao tác: Nhà thầu cho rằng phương pháp xếp chồng ở công trường được thể hiện ở Hình 1-11 như sau: Như bạn đã biết, các đầu tấm phải được gắn vào các tấm ở công trường sau khi vận chuyển từ nhà máy. Làm thế		Những giải thích khái niệm liên quan được chuyển theo Mục 1.3 tương ứng. Hình vẽ thể hiện tập kết tấm tại bãi đúc. Hình được cập nhật bao gồm cả bãi tập kết tại công trường xây dựng.	

Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**
Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
	nào để gắn đầu tấm ở công trường với tình trạng xếp chồng ở hình trên? 3) Hướng của Lắp đặt tấm khóa: Trong trường hợp tấm K lắp vào theo hướng dọc, góc vát phương dọc của tấm K phải được quan tâm để tránh hư hại một tấm. 4) Cung cấp khóa giữa các phân đoạn để truyền lực cắt: Nhà thầu đã chỉ ra rằng "khái niệm này đã được thử nghiệm và trình bày trong sổ tay thiết kế vỏ hầm KL bởi Hazama Corp". Tại sao nhà thầu tham khảo các khái niệm thiết kế và/hoặc tay nghề khóa giữa các phan đoạn từ sổ tay thiết kế vỏ hầm KL bởi Hazama Corp? Vui lòng làm rõ.		Tiêu chuẩn Nhật Bản (JSCE Hầm khiên đào- 2006, Điều 45) khuyến cáo góc vát từ 7 ~ 22 độ. Thiết kế SMJO coi 7,5 độ là phù hợp với các tiêu chuẩn và được coi là hợp lý.  (a) Insertion angle (α_s) Các tài liệu tham khảo đã được xóa khỏi báo cáo. Kiểm tra chịu cắt của các tấm vỏ hầm được tiến hành theo tiêu chuẩn JSCE RC	
8	**Trang 25/132, 1.6 Tiến trình thiết kế vỏ hầm** 1) Quy trình thiết kế vỏ hầm được thể hiện trong hình 1-18. Tuy nhiên, Hình 1-18 chỉ ra phương pháp thiết kế ứng suất cho phép. Nhà thầu cần phải chỉnh lại hình 1-18 tương ứng. cũng như vậy, thiếu quy trình thiết kế tấm		Lưu đồ thiết kế được cập nhật tương ứng và đổi tên là Hình 1-22 trong báo cáo.	

Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**
Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
	vỏ theo chiều dọc cũng như sự ổn định của đường hầm v.v…trong hình 1-18. 2) Ngay cả Hình 1-18 nói về quy trình thiết kế tấm vỏ hầm, báo cáo thiết kế kỹ thuật của thiết kế kế tấm vỏ hầm không bao giờ làm theo thủ tục thiết kế thể hiện trong hình 1-18. Nhà thầu phải thực hiện thiết kế tấm vỏ hầm phù hợp với thủ tục thiết kế đã quyết định cũng như bảng nội dung trong bảng trình nộp này.		Lưu đồ thiết kế thể hiện trong Hình 1-22 đã được cập nhật tương ứng.	
9	**Trang 27/132, 2.1 Mặt cắt ngang thiết kế đề xuất** 1) Nhà thầu phải chỉ rõ lý do chọn 6 trường hợp đề nghị thiết kế mặt cắt ngang ở trang 26. Tuy nhiên chúng tôi không rõ lý do này của nhà thầu, đề nghị làm rõ. 2) Mặt cắt ngang A-A, B-B và C-C cần được thể hiện dưới bảng 2-A cho dễ hiểu		Nội dung trong bảng đã được chỉnh sửa với giải thích chi tiết. Các mặt cắt nguy hiểm được chọn dựa trên lực mặt cắt lớn nhất, chuyển vị lớn nhất, ảnh hưởng GWL, tải đặc biệt (như tải nặng và / hoặc tải tòa nhà không cân bằng), vv Hình vẽ thể hiện các mặt cắt được thêm vào để dễ hiểu hơn ứng với mặt cắt liên quan.	
10	**Trang 29/132, 2.3 Tải Trọng** 1) Tên của tải trọng xem xét trong các thiết kế tấm lót vỏ hầm được liệt kê theo chương 2.3 khác so với Bảng 2-E, 2-F và 2-G. Nhà thầu phải sửa đổi cho phù hợp. 2) Các tải trọng xem xét trong		Báo cáo văn bản đã được cập nhật tương ứng. Lực đóng dải kín nước sẽ được xem xét	

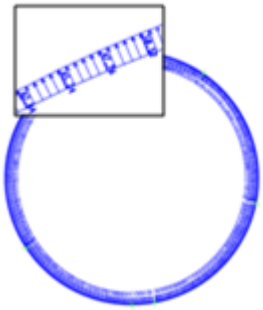
Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B	Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**

Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
	thiết kế của các lớp lót vỏ hầm đã được phân loại vào tải trọng thường xuyên và tải trọng xây dựng. Tại sao lực đóng dải trám được xếp vào tải thi công? ý các ông về tải thi công là gì? nhà thầu phải điều chỉnh phân loại các tải thiết kế. 3) Nhà thầu đã đề xuất 1,0 cho các hệ số tải trọng ảnh hưởng của đường hầm liền kề trong Bảng 2-F và 2-G. Nhà thầu phải nêu đầy đủ lý do áp dụng 1,0.		trong cả hai trường hợp thi công và trường hợp dài hạn. Lỗ hổng ban đầu giữa các tấm vỏ hầm phải giảm về 0mm khi lắp đặt vỏ hầm. Liên quan đến kiểm tra thiết kế thực hiện trong giai đoạn thi công. Thêm vào đó, tính kín nước của dải bịt kín trong thời gian dài đã được kiểm tra là tốt. Trong thiết kế, điều kiện thiết kế bất lợi nhất được đưa vào tính toán trong trường hợp 1 tải trọng bao gồm phun lấp vữa, ảnh hưởng hầm đôi, tỷ số giải phóng ứng suất cận trên vv Do đó, thiết kế được dựa trên giả định để thiên về an toàn. Hơn nữa, các phân tích Plaxis cho thấy hiệu ứng đường hầm đôi liền kề được coi là có lợi. Do đó, việc áp dụng hệ số tải trọng 1,0 được coi là đầy đủ và đủ độ an toàn.	
11	**Trang 34/132, 2.3.1.4 Tải trọng đất E** Nhà thầu đã chỉ ra rằng áp lực đất rời được áp dụng trong phân tích của đường hầm sâu với SPT-N>10. Chúng tôi nghĩ rằng đường hầm nêu trên là đường hầm phía Đông. Tuy nhiên, áp lực đất theo chiều thẳng đứng tác dụng lên đường hầm phía Đông sẽ tăng lên và thay đổi đối với áp lực đất đắp trên do đào máy TBM từ đường hầm phía Tây. Từ quan điểm kỹ thuật, thiết kế của phân đoạn tiếp tuyến tại đường hầm phía Đông sẽ được áp dụng áp lực đất đắp toàn phần tương ứng.		Nghiên cứu sâu sử dung mô hình Plaxis được thực hiện để điều chỉnh thiết kế giả định. Trình tự chi tiết trong mô hình Plaxis được giải thích rõ hơn trong mục 14.3 bên dưới. Kết quả từ mặt cắt quan trọng cho thấy 1. Ứng suất thông thường hiệu quả tại đỉnh vào khoảng 100kPa trong quá trình đào đường hầm thứ hai nhỏ hơn giá trị được thông qua (126kPa) từ công thức áp lực đất nới lỏng. 2. Ứng suất diễn ra tại đường hầm thứ nhất sẽ không tăng khi đào đường hầm 2 mà giảm do ảnh hưởng dỡ tải.	

Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B	Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**

Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
			Sự chệch hướng do điều kiện quá tải sẽ tăng do tải mặt đất nặng hơn. 3. Tiêu chuẩn phá hoại mohr coulomb và vòng tròn mohr của các điểm đánh giá đã được vẽ để đánh giá rằng đất liền kề với đường hầm ở trạng thái đàn hồi. Tỉ số (hệ số an toàn) giữa cường độ chịu cắt của đất được huy động và tối đa (có sẵn) đã được minh họa. Kết luận rằng, thiết kế với áp lực đất nới lỏng theo DSRCS được xác nhận là an toàn trong trường hợp này. Vui lòng tham khảo đính kèm 1, phân tích Plaxis.	
12	**Trang 39/132, 3.2 Tải trọng thiết kế cơ sở.** Áp lực ngang của đất tại hầm phía Đông đều giống nhau ở vị trí tại đỉnh và đáy thể hiện ở Bảng 3-A? Vui lòng làm rõ.		Theo quy định tại khoản 5.2 của DSSC-ST, áp lực đất theo phương ngang PH2 phụ thuộc vào sự phân phối của áp lực đất rời ở đỉnh và cao trình sườn hầm p_{vc} và p_{vs}. Đối với mặt cắt B-B với mực nước thấp, áp lực đất rời tại đỉnh lớn hơn tại cao trình sườn hầm p_{vs} (tức là $p_{vc} > p_{vs}$). Do đó, áp lực đất ngang ở đáy được lấy tương đương với đỉnh như một giá trị an toàn. Tất cả các mặt cắt được cập nhật theo DSR SC-ST.	
13	**Trang 41/132, 3.3 Ảnh hưởng kết cấu công trình hiện hữu.** Hình 3-1 thể hiện ứng suất thông thường hữu hiệu tác dụng lên phân đoạn của tấm vỏ do tải trọng công trình hiện hữu, nhưng đơn vị		Đầu tiên, ứng suất thông thường hữu hiệu bổ sung bằng cách áp dụng tải tòa nhà được phân tích từ mô hình PLAXIS và các giá trị ứng suất có được được nhân với chiều rộng của các tấm trong mô hình SAP2000. Từ đó, tải với đơn vị kN/m	

Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B	Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**

Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
	ứng suất thể hiện là KN/m. Ứng suất thông thường hữu hiệu bổ sung được thể hiện trong hình 3-1 không rõ ràng. Có lực dọc từ bảng đơn vị thể hiện trong hình 3-1? Nói chung, tác động từ tải trọng công trình hiện hữu không chỉ là lực dọc trục mà còn là moment uốn cũng như lực cắt được nêu trong bài viết. Nếu nhà thầu muốn hiển thị tải trọng bổ sung do tải tòa nhà hiện hữu, hình 3-1 phải được sửa đổi cho phù hợp. Cũng như vậy, nhà thầu phải giải thích về hình 3-1 trong báo cáo chính.		(kN/m2 xm) được áp dụng cho SAP2000 (phân tích mô hình dầm- lò xo). Tải đầu vào được lấy từ ứng suất thông thường hữu hiệu (phân tích Plaxis) và do nó vuông góc với mặt phân đoạn. Ngoài ra, hình này được phóng đại và giải thích trong báo cáo như sau:  Moment, lực cắt và lực dọc sinh ra dọc theo vỏ hầm do ứng suất thông thường hữu hiệu bổ sung sau đó sẽ được phân tích bởi các mô hình SAP2000 FEM. Ghi nhận. Phương pháp và mục đích của hình này được phóng đại và giải thích rõ ràng trong báo cáo.	
14	**Trang 45-52/132, 3.4 Ảnh hưởng thi công hầm khiên đào đôi.** 1) Bảng 3-1 chỉ được hiển thị mà không thông qua thảo luận trong báo cáo thiết kế kỹ thuật này. Xin giải thích Bảng 3-C trong báo cáo thiết kế kỹ thuật này. 2) Kiểm tra việc cung cấp trong khoảng 30 độ giữa đường hầm đầu tiên và đường hầm thứ hai. Lý do của mô hình này là gì? Nhà thầu đã giải thích trong Nippon Koei HQ		Như đã đề cập ở mục 4.3, áp lực bề mặt đề cập đã được xem xét trong phân tích Plaxis trong quá trình đào đường hầm thứ hai. Theo DSRSC, sắp xếp ngang trước đây (> 1D giữa hai đường hầm) đã không phân tích vì nó không được coi là trường hợp nguy hiểm theo tiêu chuẩn. Tuy nhiên, như kiểm tra bổ sung, ảnh	

Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**
Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
	vào 20/10/2015 như sau: Theo DSRSC, nếu các khe hở giữa các đường hầm là hơn 1D, việc kiểm tra đường hầm liền kề có thể được bỏ qua. Vì vậy, mô hình này là ở ranh giới của 1D. Ngay cả khi khe hở là hơn 1D, trường hợp nguy hiểm của tấm vỏ hầm có thể xảy ra. Nhà thầu phải xem xét kiểm tra này. 3) Việc kiểm tra đường hầm liền kề tại vị trí trên và dưới là gì? Trường hợp tại vị trí tiếp giáp của đường hầm trên và dưới phải được kiểm tra hiệu ứng đường hầm đôi do áp lực thêm vào cắt áp lực đất, áp lực phun vữa, và giải phóng ứng suất tại phía sau của máy TBM. 4) Nó phải được kết hợp ảnh hưởng mối nối trong đường hầm thứ hai trong FEM.		hưởng hầm đôi được đánh giá trong các đệ trình cập nhật khi các đường hầm "ở phương ngang". Các phần nghiên cứu bổ sung đặt tại mặt cắt 1+550; mặt cắt D-D. Ảnh hưởng hầm đôi cho đường hầm liền kề tại vị trí trên và dưới đã được xem xét tại mặt cắt B-B và C-C tại Phụ lục F. Mô hình nhạy cảm (mô hình nghiên cứu sâu) cần thực hiện để điều chỉnh thiết kế giả định. Từ kết quả này, ứng suất thông thường hữu hiệu bổ sung cần xem xét trên áp lực bề mặt từ đường hầm thứ hai(Giai đoạn 4a) là bằng với ứng suất sau khi lắp đặt đường hầm thứ nhất (Giai đoạn 3). Do đó, ứng suất bổ sung do áp lực bề mặt trong điều kiện ngắn hạn là nhỏ nhất. Thứ tự điều chỉnh trong Plaxis như bên dưới Giai đoạn 1: Phân tích ứng suất ban đầu Giai đoạn 2: Đào hầm sâu hơn Giai đoạn 3: Lắp đặt vỏ hầm thứ nhất Giai đoạn 4a: Áp dụng áp lực bề mặt lên đường hầm tại mặt trước của TBM không loại bỏ đất. Giai đoạn 4b: Đào hầm cao hơn với tỉ lệ 30% tỉ lệ giải phóng ứng suất.	

Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B	Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**

Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
			Giai đoạn 5: Lắp đặt vỏ hầm thứ hai. Áp lực phun vữa chính khoảng 0.21 Mpa tại đường hầm cạn, nhỏ hơn áp lực bề mặt 0,23 Mpa và do đó tác dụng cho áp lực phun vữa chính sẽ ảnh hưởng tới hầm đường đôi nhỏ hơn. Theo như kết quả phân tích, trường hợp áp lực bề mặt tại mặt trước (Giai đoạn 4a) và áp lực phun vữa không được xem xét như tải quan trọng và do đó phân tích sâu hơn về ảnh hưởng ngắn hạn sẽ không được xem xét trong báo cáo thiết kế. Do đó để đưa ảnh hưởng của nối tấm đường hầm vào tính toán, phương pháp độ cứng tương đương như thảo luận với NJPT về áp dụng mô hình Plaxis. Theo Mục 5.3.1 trong JSCE số 23, dải hệ số giảm (tải) từ 0.8 tới 0.6 được đề xuất cho độ cứng tương đương của vỏ hầm. So sánh giữa độ võng giữa mô hình dầm lò xo và mô hình Plaxis với 0.8 đã được kiểm tra. Kết quả từ phân tích Plaxis lớn hơn một chút so với kết quả dầm lò xo. Chúng tôi kết luận chọn 0.8 là phù hợp và thiên về an toàn. Tuy nhiên, độ cứng của ray phía tây giảm nhỏ hơn 0.8	
15	**Trang 59/132, 4.1.3 Tính toán hằng số lò xo chịu cắt** Nhà thầu đã sử dụng giá trị lực cắt lò xo là :"0" và giá trị lớn hơn của thiết kế tấm lót vỏ hầm KL. Thay vì của thiết kế tấm lót vỏ hầm KL, giá trị lực cắt lò xo được thông qua theo DSRSC.		Giá trị lò xo chịu cắt được tính lại theo DSRSC và tăng giá trị lò xo được phản ánh trong mô hình dầm – lò xo.	
16	**Trang 68/132, 7.1 Kiểm tra lực kích đẩy (Những ảnh hưởng của lực**		Phần này được cập nhật tương ứng.	

Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B	Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**

Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
	đẩy máy khoan) 1) Chúng tôi không thể tìm thấy tính toán kết cấu liên quan đến tác dụng của lực đẩy máy khoan tại đuôi máy TBM trong báo cáo thiết kế kỹ thuật này bao gồm Phụ lục M mặc dù tiêu đề của chương này bao gồm 7.1 " tác dụng của lực đẩy máy khoan". Nhà thầu phải chỉ ra tính toán kết cấu nói trên. 2) Ứng suất bung fbst 2,23KN/m2 được thể hiện trong Bảng 7-A. Tuy nhiên, phụ lục M cho thấy ứng suất bung là 2,26KN/m2. Hãy chỉnh sửa cho phù hợp. Phụ lục M cho thấy kết quả của trạng thái giới hạn sử dụng . Vui lòng làm rõ. 3) Nhìn chung, 10mm được thông qua như là độ lệch tâm đôi khi đạt đến 30-40mm trong cách tình huống thực tế thi công. Vì vậy các nhà thầu phải xem xét độ lệch tâm thiết kế của lực đẩy dựa trên kinh nghiệp của mình và mô phỏng thông số vận hành của TBM.		Để rõ ràng xin lưu ý rằng ứng suất nén bê tông đã được kiểm tra đối với lực kích đẩy. Về vấn đề áp lực giữ trám khe phía sau, ảnh hưởng bởi áp lực chải quét phía sau đã được trình bày nghiên cứu trong mục 8.2. Kết quả trình bày mô men uốn và lực cắt không đáng kể. Về mài mòn giữa tấm bê tông và máy khoan, khi tuyến hầm không có đoạn cong gấp (R = 350m), nguy cơ mài mòn tấm bê tông bởi máy TBM không được coi là cao. Tuy nhiên, việc giám sát khoảng hở phía sau và kiểm tra độ mài mòn này là cần thiết phải thực hiện trong giai đoạn xây dựng bởi đội thi công để tránh bất kỳ sự mài mòn đáng kể có thể xảy ra. Về ảnh hưởng áp lực chèn vữa, các áp lực chèn phía sau đã được bao gồm trong một tổ hợp tải trọng xem xét trong phân tích SAP2000 trình bày trong bảng 3-5 và bảng 3-6 trong báo cáo thiết kế (trang 32 và 33). Phần tổng hợp đã được cập nhật trong bảng 8-1 theo phụ lục M. Trạng thái giới hạn cực hạn được xem xét trong việc kiểm tra chỗ mối nối tại Phụ lục M2. Theo DSRSC, nói chung 10mm được xem là độ lệch tâm. Tuy nhiên, vấn đề đã được thảo luận với đội thi công một lần nữa và dựa trên thông tin phản hồi 15mm thay vì 10mm được đưa vào trong báo cáo thiết kế cập nhật.	

Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B	Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**

Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
17	**Trang 69/132, 7.2 Kiểm tra phun vữa thứ cấp** Hình 7.1 cho thấy các mô hình áp lực vữa thứ cấp. Các mô hình bên trái Hình 7-1 là hành động áp lực phun vữa trong lớn rộng và một bên. Từ quan điểm kỹ thuật, trong trường hợp một bên, áp lực vữa được thi công tại vị trí của trung tâm.		Theo tiêu chuẩn, do tấm khóa được lắp đặt theo chiều dọc, ảnh hưởng phun vữa thứ cấp không được xem xét là nguy hiểm và có thể bỏ qua. Tuy nhiên kết quả trường hợp a và trường hợp b được giải thích rõ ràng hơn và một trường hợp bổ sung cho áp lực tập trung ở phần trung tâm được xem xét trong thiết kế mới nhất.	
18	**Trang 73/132, 9.3 Độ kín nước (Thiết kế dải kín nước)** Nhà thầu đã xem xét lỗ mở tại vị trí vòng đệm và phân đoạn liên kết được thiết lập một khoảng cách giữa các phân đoạn của 3mm, bù đắp là 5mm. Nhà thầu phải được xác nhận với đội ngũ thi công của mình cũng như yêu cầu của Chủ đầu từ về khoảng cách và giá trị bù đắp.		Để xem xét dung sai thi công, sau khi thảo luận với đội thi công, khoảng cách cho phép ban đầu là 3mm đuọc xem xét. Giá trị bù là 5mm là yêu cầu từ 9.9.12 (4) Đề cương kỹ thuật thi công. Các kiểm tra liên quan đã được thực hiện tương ứng.	
19	**Trang 81-86, Phân tính theo chiều dọc.** 1) Nhà thầu đã không chỉ ra áp lực liên quan của tấm vỏ tiếp tuyến và liên kết giữa vòng hầm trong chương này. Nhà thầu phải nghiên cứu các vấn đề áp lực căng theo phương dọc 2) Về vấn đề kết nối giữa đường hầm và Nhà ga, phần ngàm của đường hầm vào hầm nhà ga là không đủ. Đề nghị để ngàm thêm vào phía bên trong để tăng sự ổn định và chống lại ảnh hưởng địa chấn		Kiểm tra kết cấu sẽ được thực hiện cho ứng suất cắt từ phân tích theo chiều dọc trong phần đệ trình riêng biệt. Khái niệm chi tiết nối nhà ga –hầm được cập nhật trong báo cáo. Địa chấn trong khu vực dự án là hơi thấp dựa trên giá trị PGA, tuy nhiên, phần chôn tấm vào được xem xét them đối với phía nhà ga trong đệ trình thiết kế cập nhật. Chi tiết nối Nhà ga – Hầm sẽ được đệ trình riêng.	

Hồ sơ trình nộp số: UMRTL1-CP1b-TBMS-CTS-CTD-00024-B			Ngày trình nộp 14/11/2015	Nội dung: **Thiết Kế Kỹ Thuật – Hầm Khoan Đào – Tấm Vỏ Hầm**
Ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư			**SMJO trả lời ý kiến Đại diện Chủ Đầu tư**	
Số	**Ý kiến**	**Loại**	**Trả lời**	**Ghi chú**
	công trình.			
20	**Trang 87/132, 11.1 Phân tích hóa lỏng.** Nhà thầu đã ước tính hóa lỏng của đất phù hợp với các tiêu chuẩn kỹ thuật và các dẫn giải cho việc Vận chuyển Bến Tàu và Cảng ở Nhật Bản theo phụ lục S1. Tuy nhiên, nó được yêu cầu hóa lỏng như đất được tính theo DSRSC-SD (Thiết kế tiểu chuẩn cho các công trình đường sắt – Thiết kế khảo sát địa chấn)		Những kiểm tra liên quan đã cập nhật theo tiêu chuẩn DSRSC.	

Tunnel Arching due to Excavation of Second Tunnel

Calculations of Shield Face Pressure Management

East Bound Tunnel (EBT):

	0+805 km	1+000 km	1+200 km	1+400 km	1+586 km
Upper limit	0.363 MPa	0.363 MPa	0.311 MPa	0.229 MPa	0.219 MPa
Lower limit	0.302 MPa	0.303 MPa	0.256 MPa	0.174 MPa	0.149 MPa

*Provided by the construction team

West Bound Tunnel (WBT):

	0+805 km	1+000 km	1+200 km	1+400 km	1+586 km
Upper limit	0.232	0.200	0.209	0.169	0.219
Lower limit	0.188	0.157	0.152	0.107	0.149

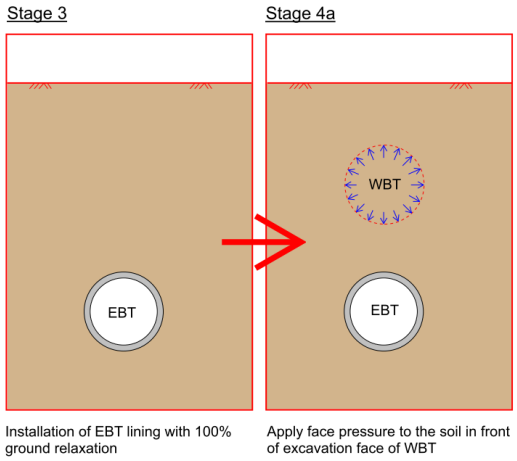
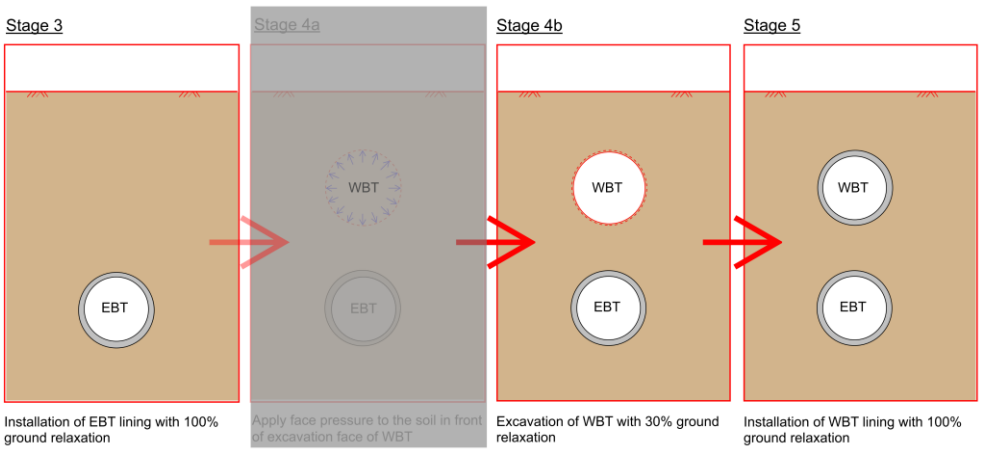
*Provided by the construction team

Section	Chainage	Upper limit face pressure	Lower limit face pressure
EBT: Section B-B	Chainage 0+860	0.363 MPa	0.302 MPa
WBT: Section B-B	Chainage 0+860	0.223 MPa	0.179 MPa

PLAXIS Analysis

- Stage 1: Initial stress analysis
- Stage 2a: Apply face pressure in front of excavation face of lower tunnel
- Stage 2b: Excavation of lower tunnel with 30% release ratio
- Stage 3: Installation of EBT lining (i.e. 100% release ratio)
- Stage 4a: Apply face pressure to upper tunnel at TBM front face without removal of soil (considered in short-term effect only).
- Stage 4b: Excavation of upper tunnel with 30% release ratio (considered in long term effect)
- Stage 5: Installation of WBT tunnel lining (i.e. 100% release ratio)

The short term condition only considers the effect of face pressure before excavation of the shallow tunnel (WBT). The long-term condition considers the application of 30 per cent relaxation, and lining installation for both tunnels. During the study of long-term condition, no face pressure has been applied.

Short Term:	
Long Term:	

A sensitivity analysis, with the aid of Plaxis, has been carried out to justify the design assumptions. The models follow the construction sequences.

In case of full overburden condition, the first principal stress directions should be vertical. However, the orientation of principal stress at different location shows the presence of soil arching after the construction of EBT. Figure 1-1 is the interpretation of the soil arching based on the study of principle stress directions. Due to the presence of completely developed soil arching effect, loosening ground pressure can be assumed during excavation of the EBT.

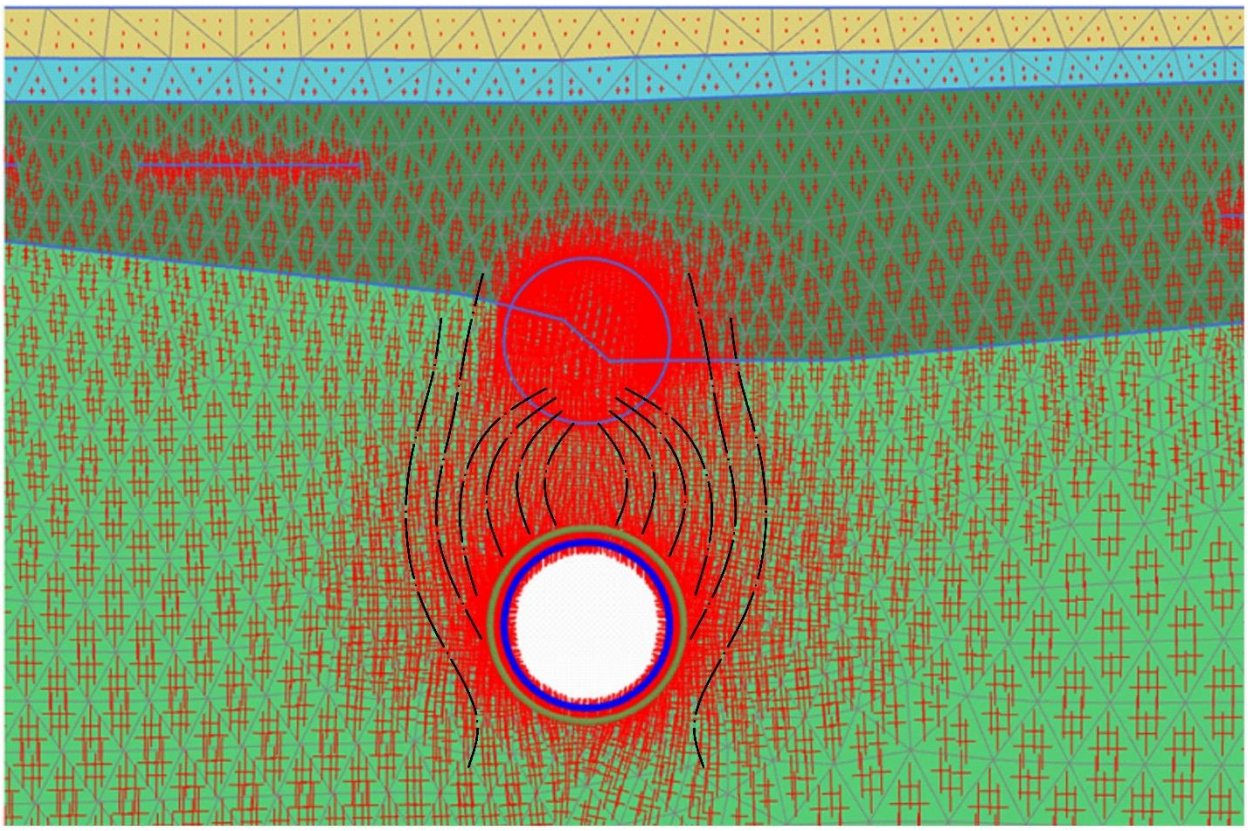


Figure 1-1 Illustration of soil arching in the case of EBT (interpretation of FEM output)

Due to the relatively shallow location and the presence of loose-weak soil materials, the soil arching can only be partially developed around the WBT. Therefore, full overburden pressure is used for the WBT as a conservative design assumption.

Figure 1-2 shows the effect of the earth pressure redistribution around the EBT due to the construction of the WBT.

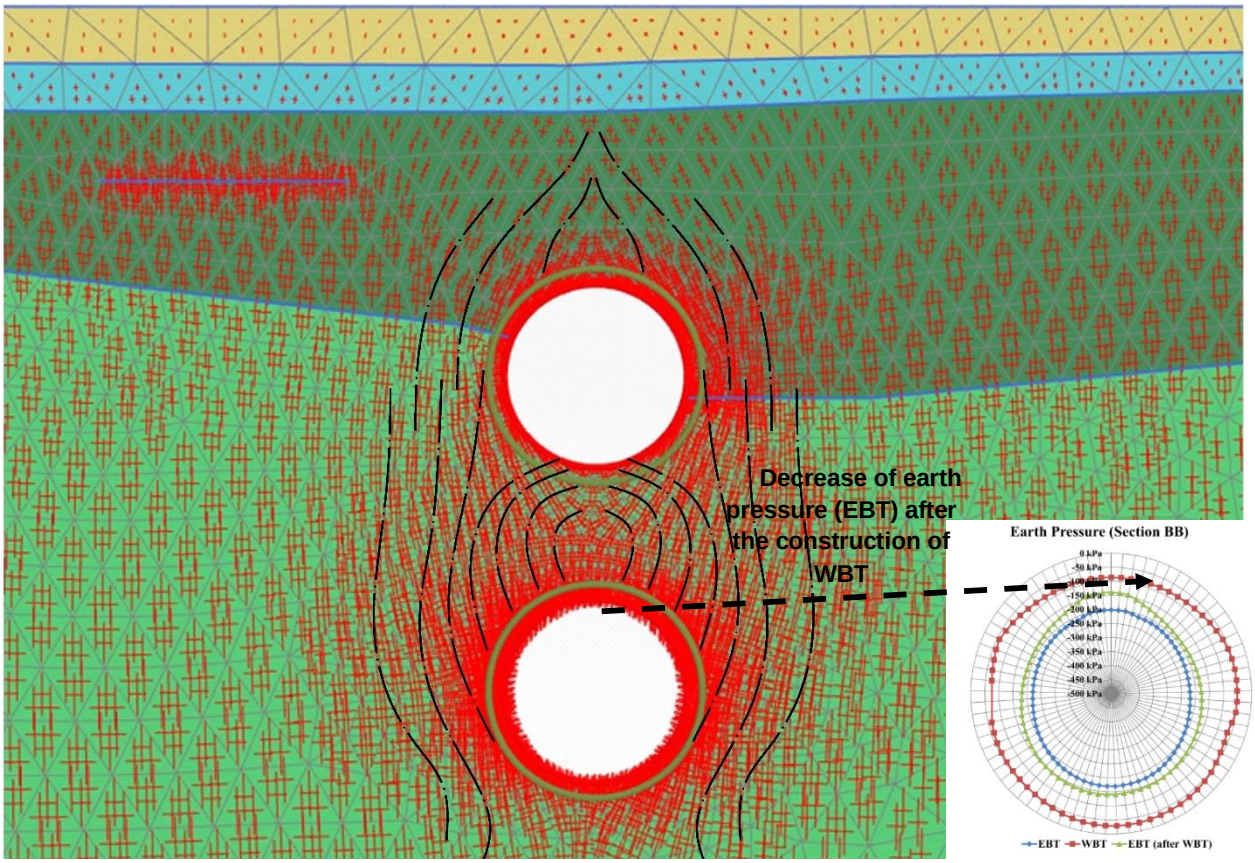
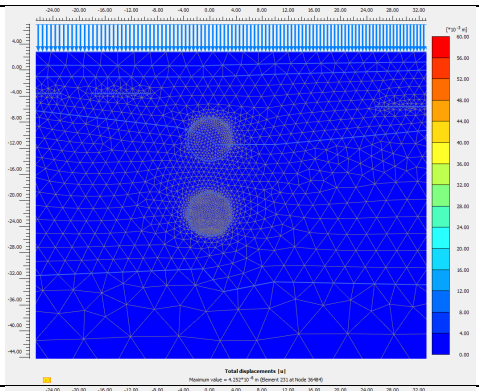
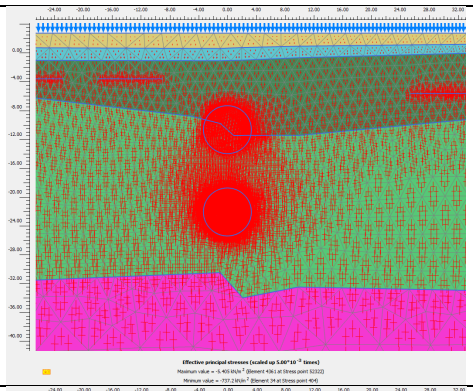
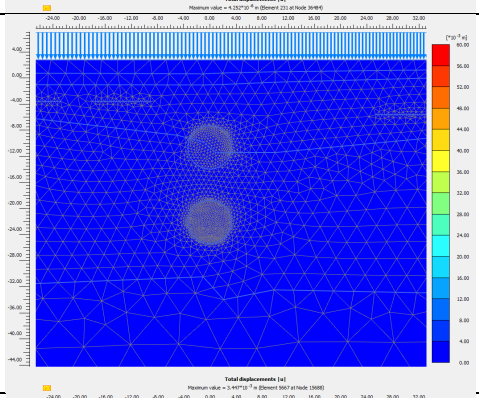
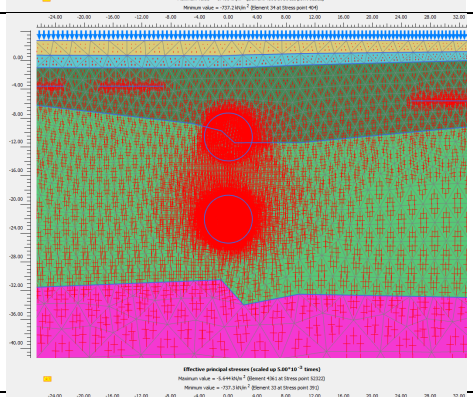
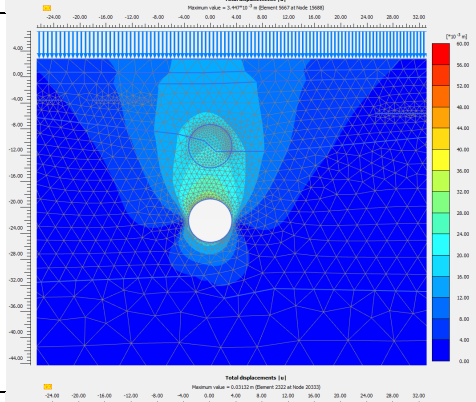
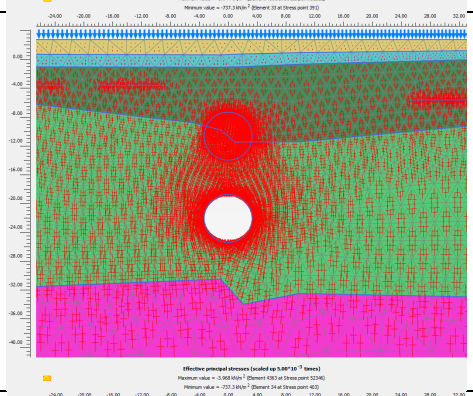
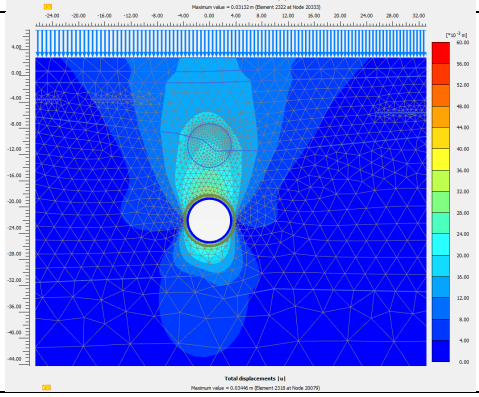
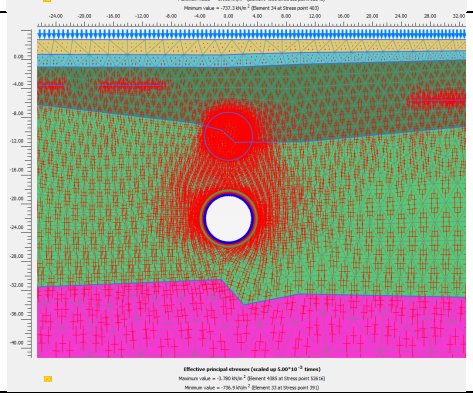


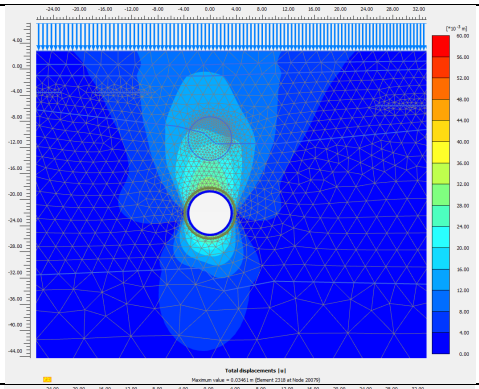
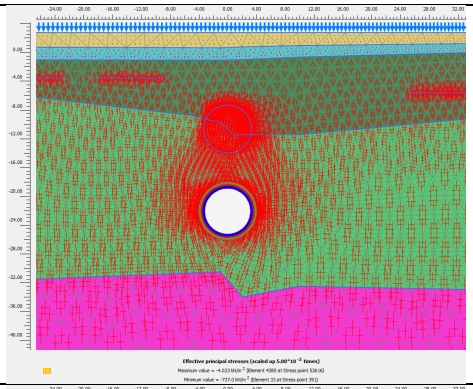
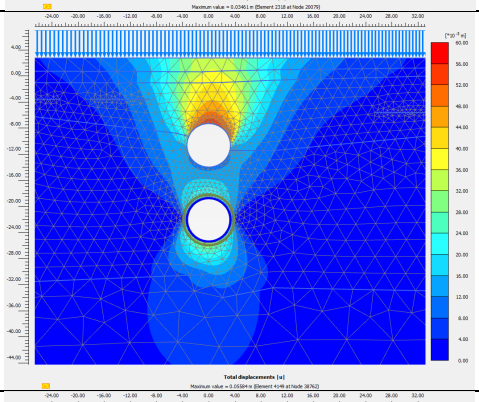
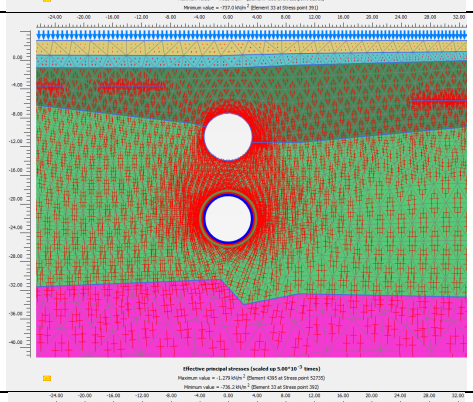
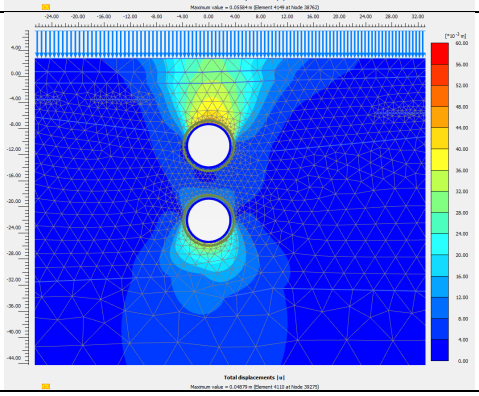
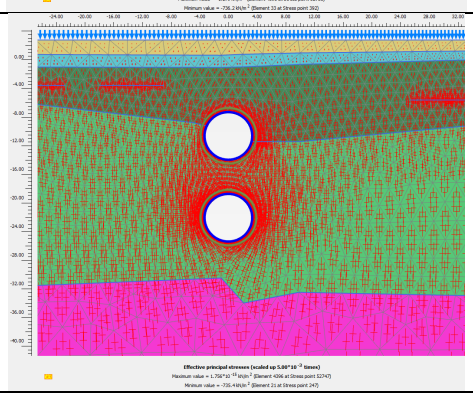
Figure 1-2 Earth pressure redistribution due to the construction of the WBT

In case of long-term analysis 30 per cent relaxation is assumed during the tunnel boring, finally the lining installation is simulated.

In the above-explained analyses, the effect of WBT on the EBT is checked in details. Analyses show that due to WBT excavation, the arching effect on the EBT is widened but still effective. Also due to construction of WBT, loosening effect on the EBT is taken into account and the effect is reflected to the calculations.

Table 1-1: Ground Displacement and Soil Principal Stress

Stage 1 Initial stress analysis		
Stage 2a Apply face pressure to the soil in front of TBM (EBT)		
Stage 2b Excavation of lower tunnel (30% relaxation, NO face pressure)		
Stage 3 Installation of EBT lining (i.e. 100% relaxation)		

Stage 4a Apply face pressure to the soil in front of TBM (WBT)		
Stage 4b Excavation of upper tunnel (30% relaxation, NO face pressure)		
Stage 5 Installation of WBT lining (i.e. 100% relaxation)		

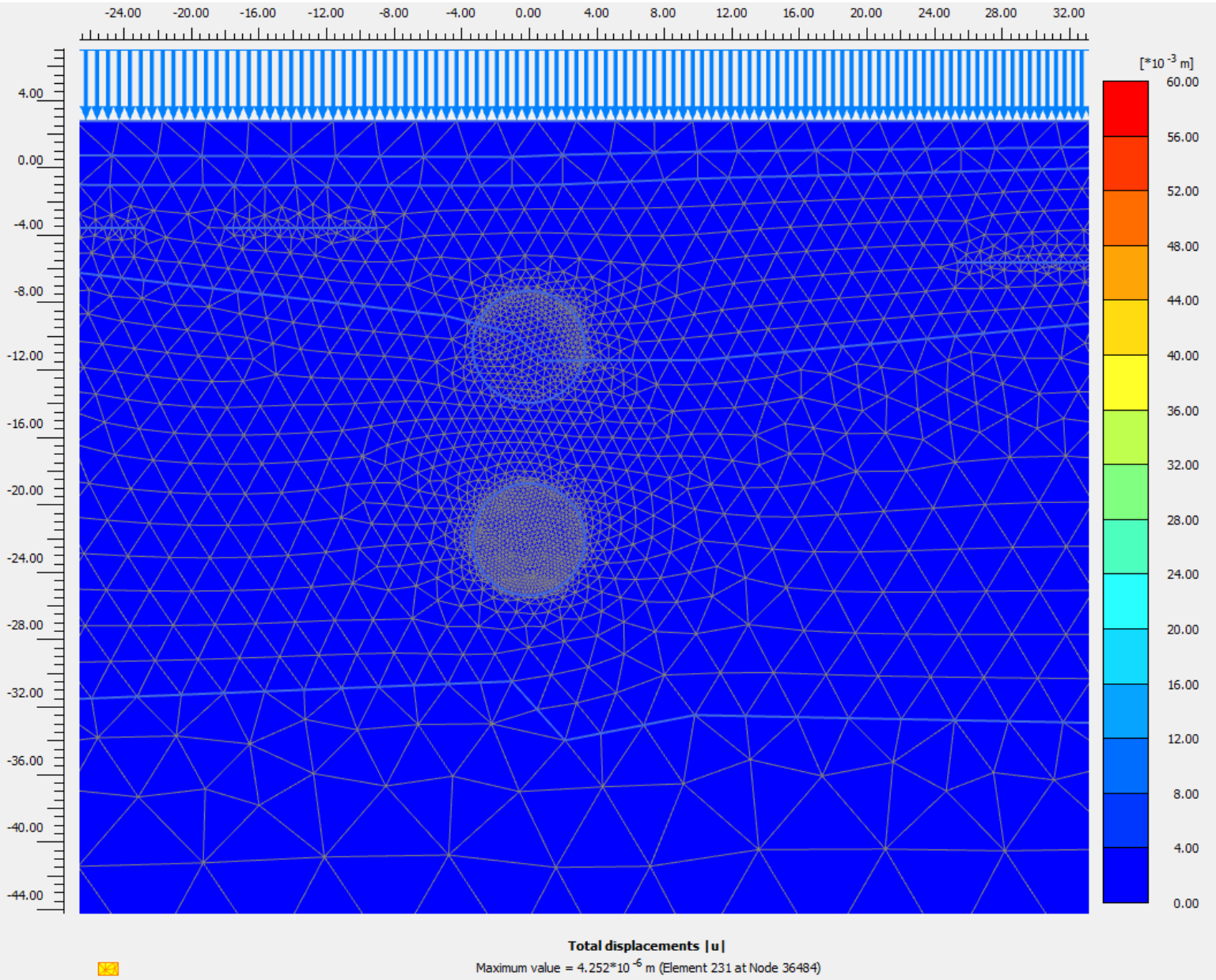


Figure 1-3: Displacement figure - Stage 1: Initial stress analysis

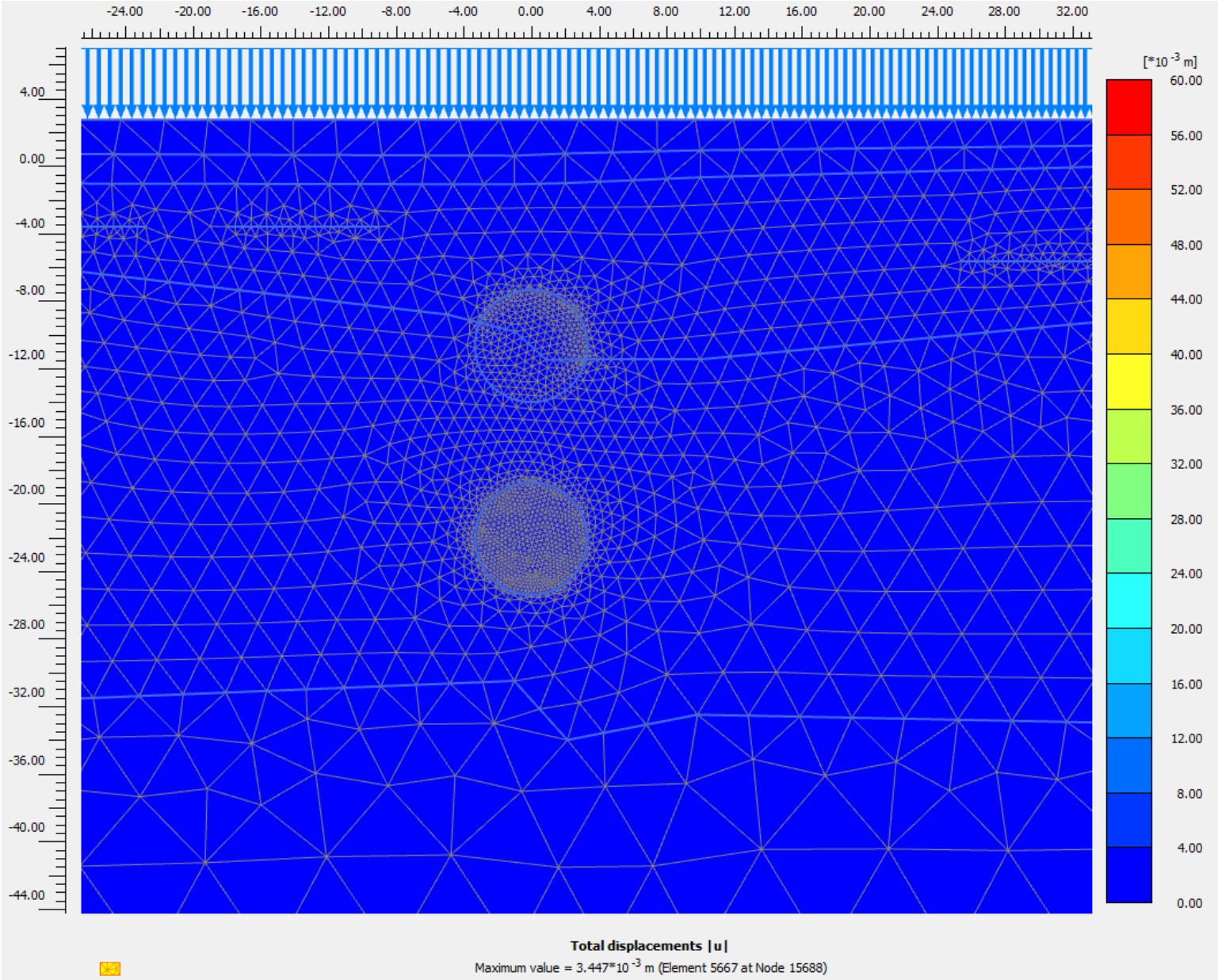


Figure 1-4: Displacement figure - Stage 2a: Apply face pressure to the soil in front of TBM (EBT)

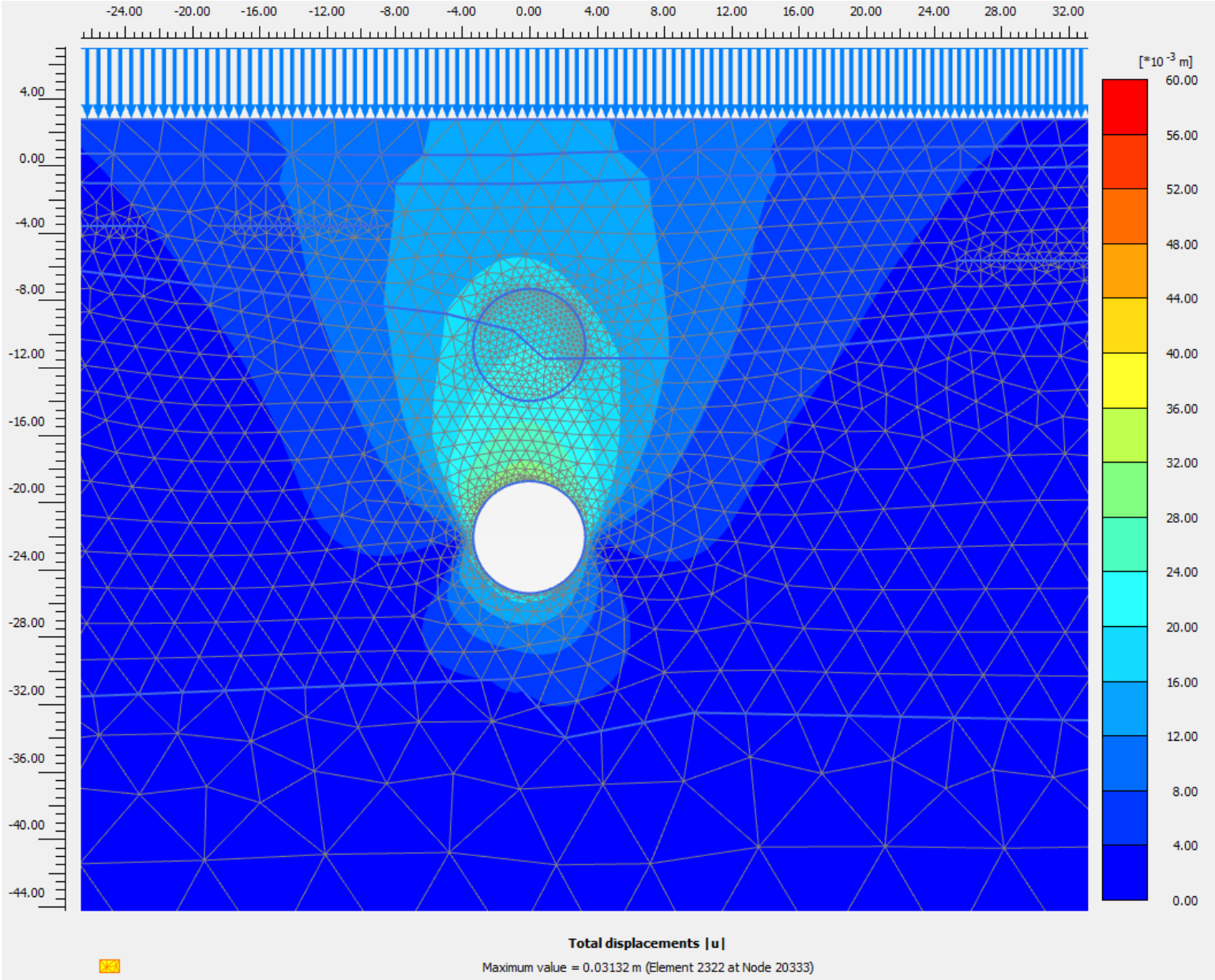


Figure 1-5: Displacement figure - Stage 2b: Excavation of lower tunnel (30% relaxation, NO face pressure)

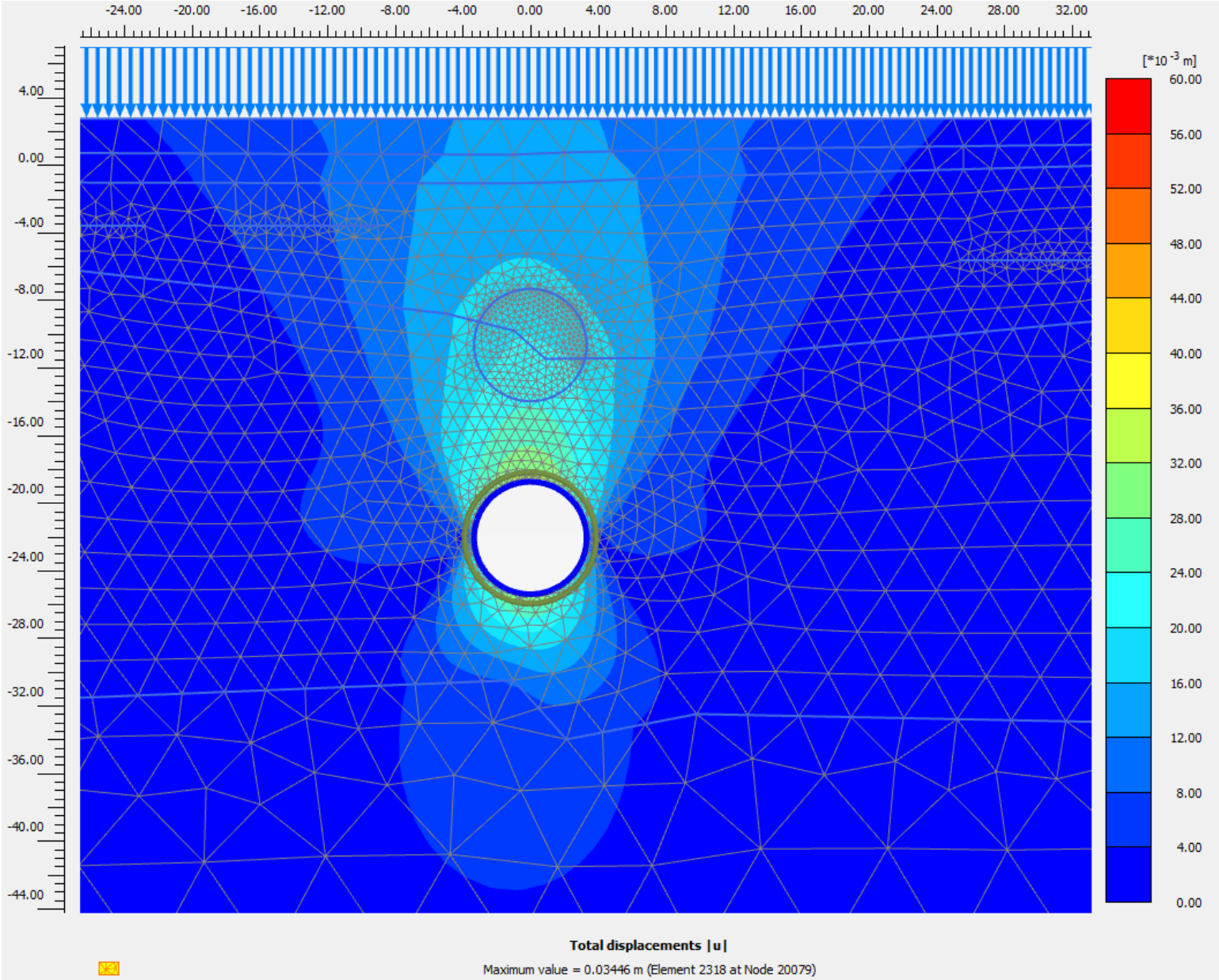


Figure 1-6: Displacement figure - Stage 3: Installation of EBT lining (i.e. 100% relaxation)

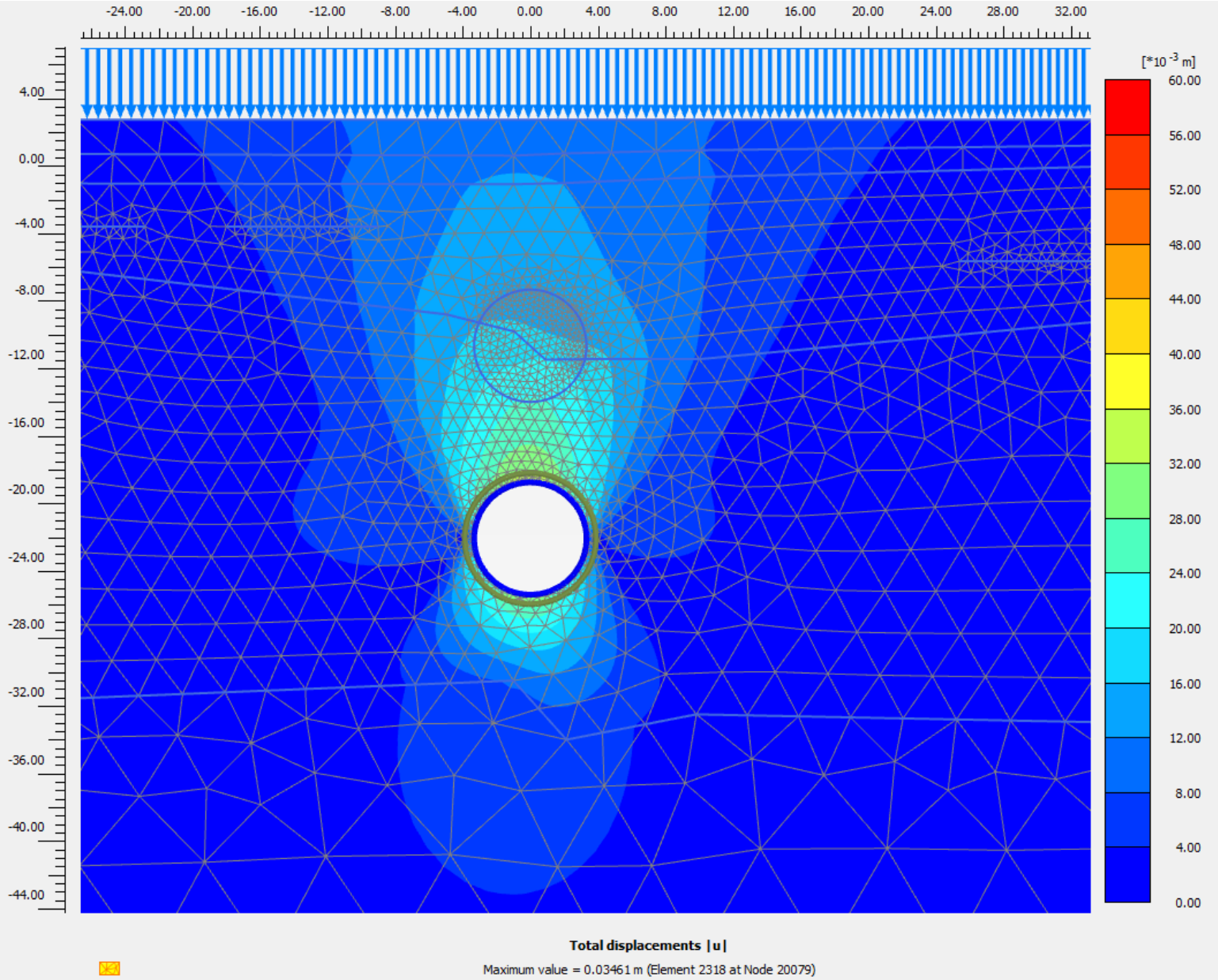


Figure 1-7: Displacement figure - Stage 4a: Apply face pressure to the soil in front of TBM (WBT)

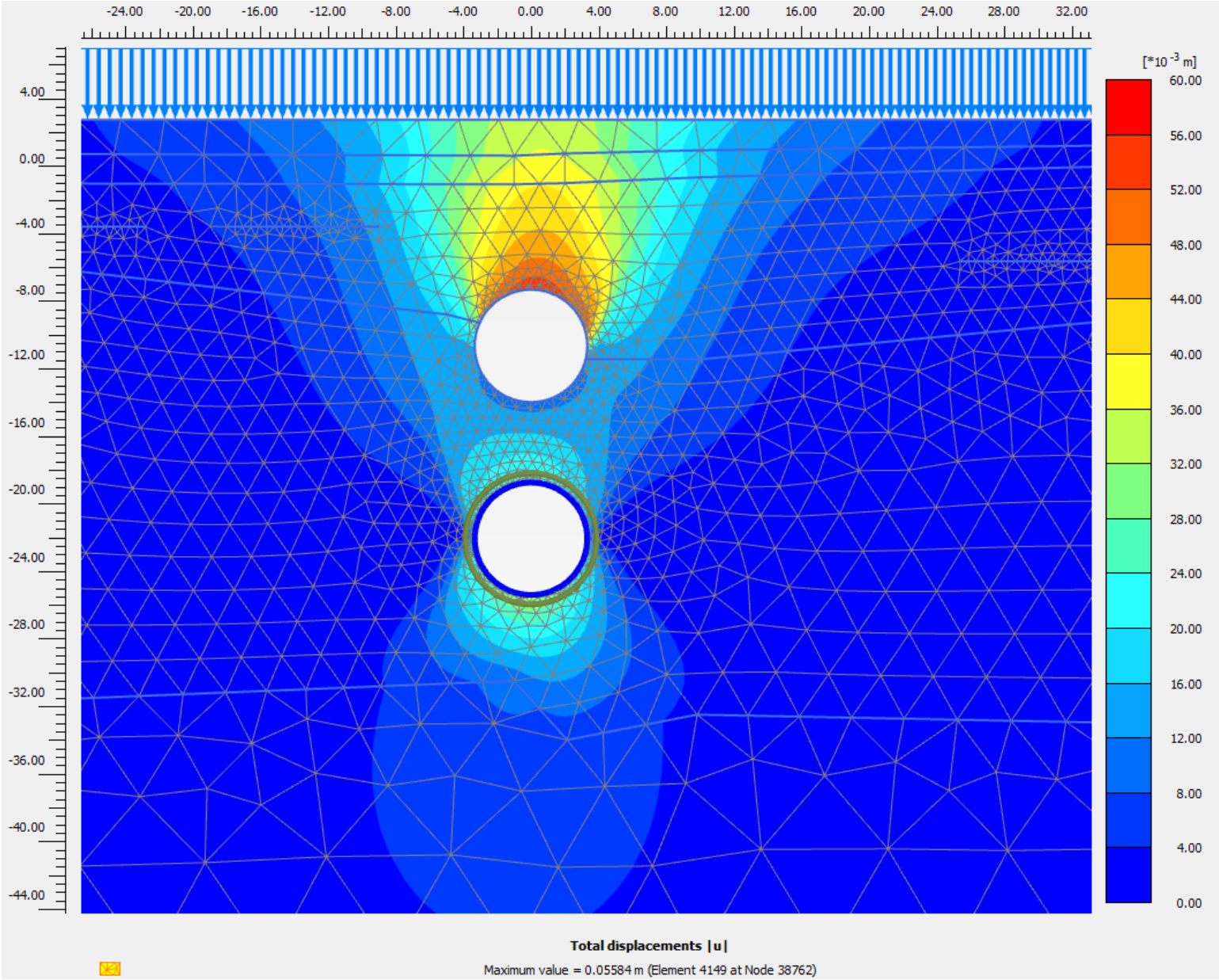


Figure 1-8: Displacement figure - Stage 4b: Excavation of upper tunnel (30% relaxation, NO face pressure)

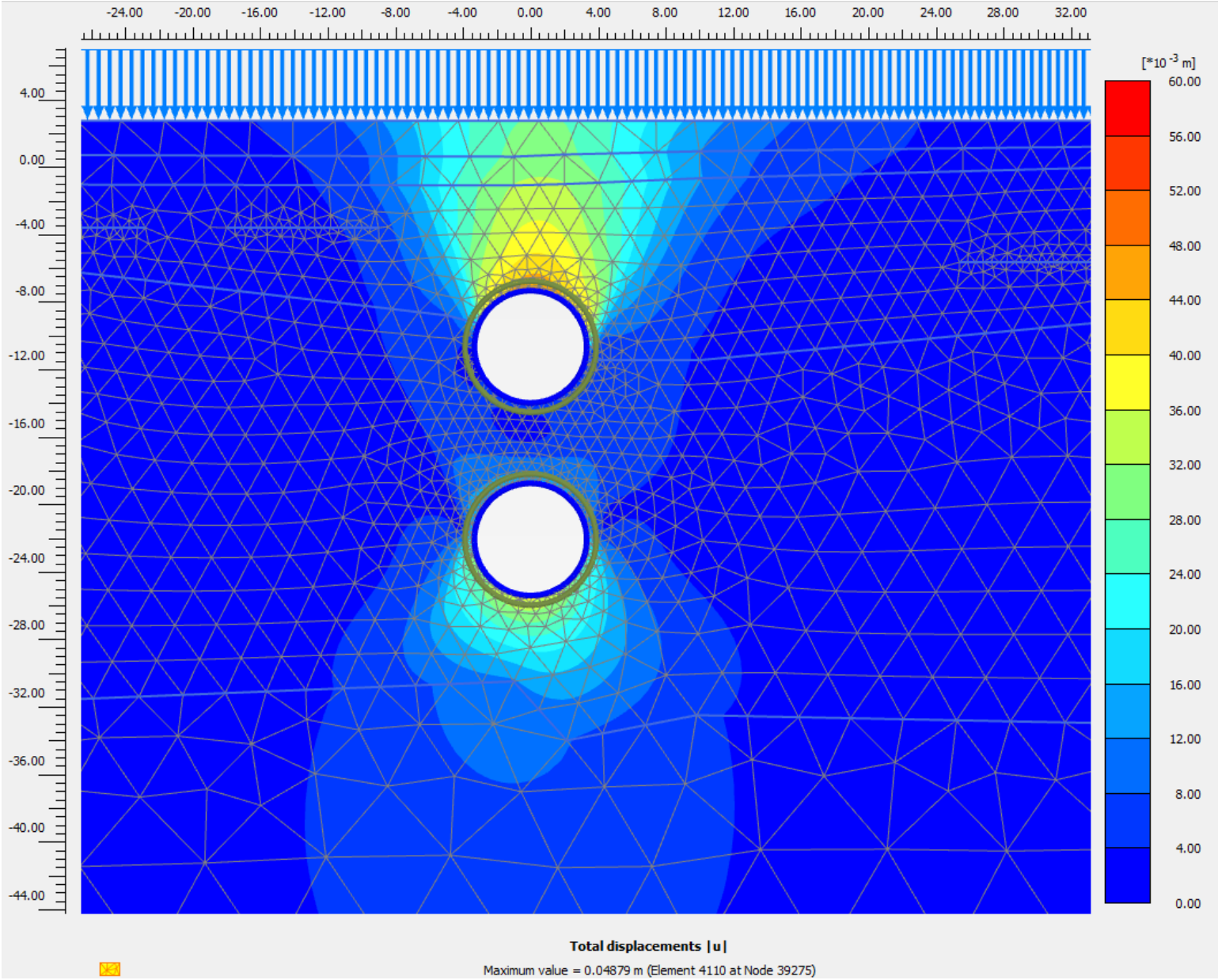


Figure 1-9: Displacement figure - Stage 5: Installation of WBT lining (i.e. 100% relaxation)

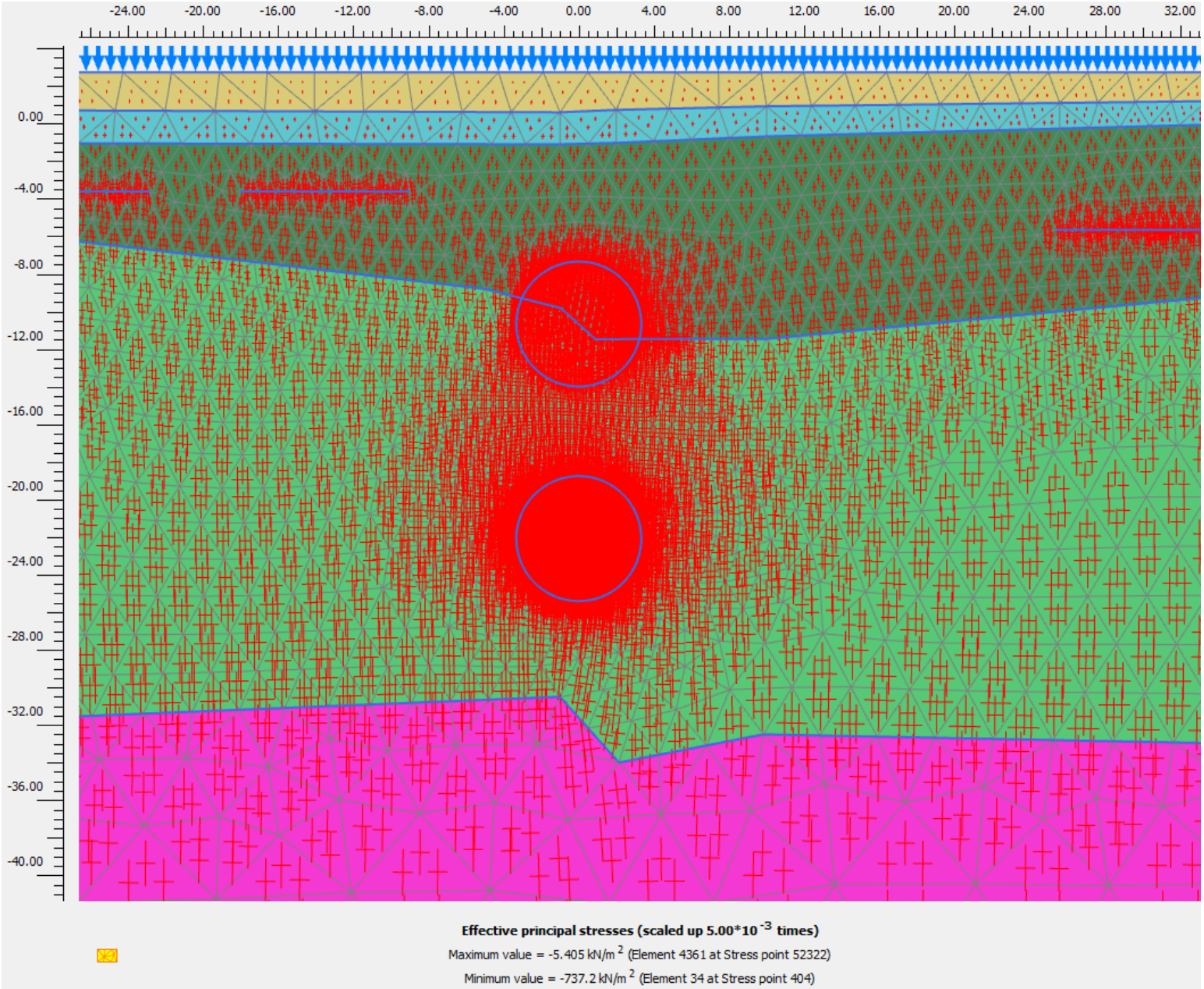


Figure 1-10: Principle-stress figure - Stage 1: Initial stress analysis

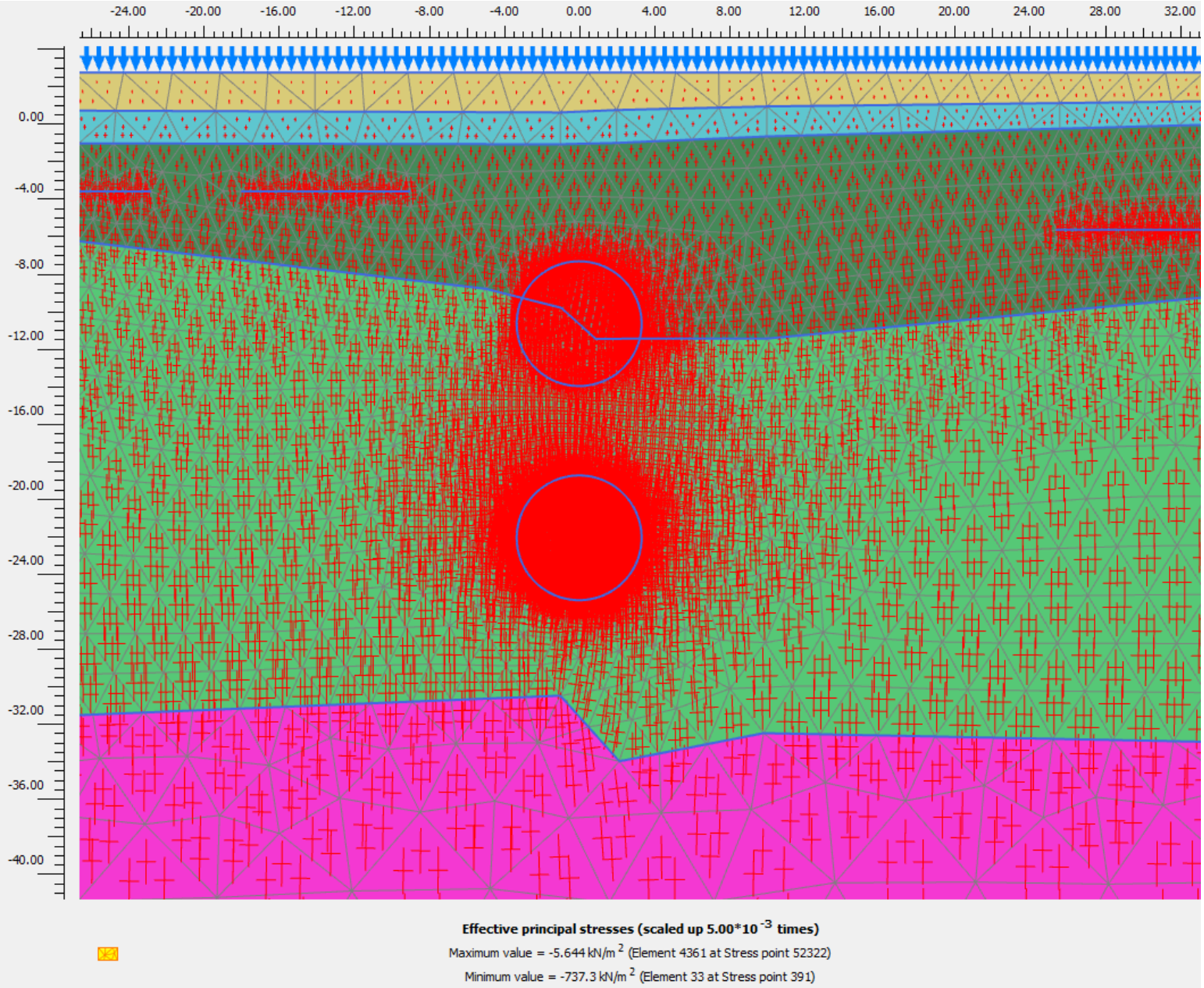


Figure 1-11: Principle-stress figure - Stage 2a: Apply face pressure to the soil in front of TBM (EBT)

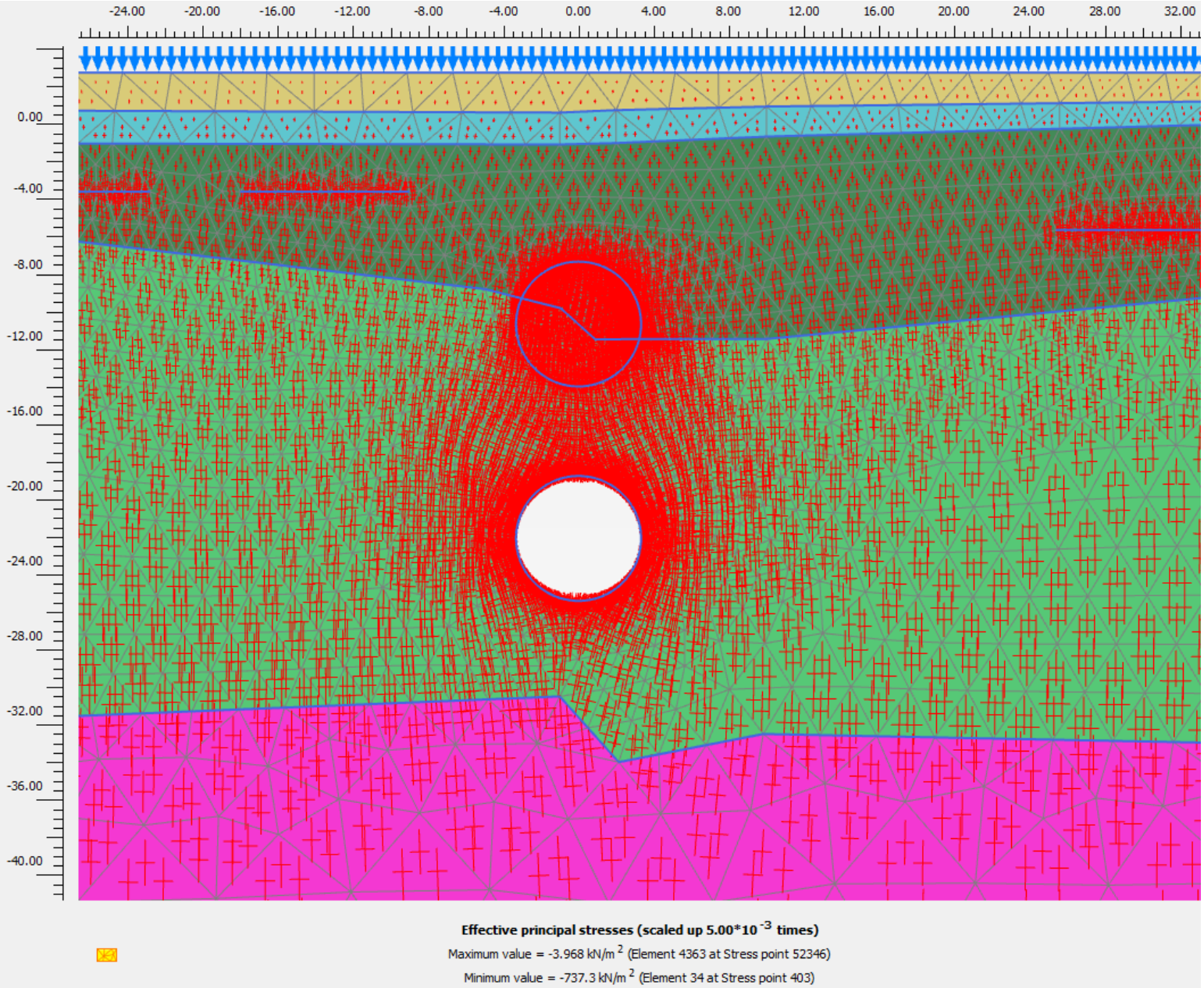


Figure 1-12: Principle-stress figure - Stage 2b: Excavation of lower tunnel (30% relaxation, NO face pressure)

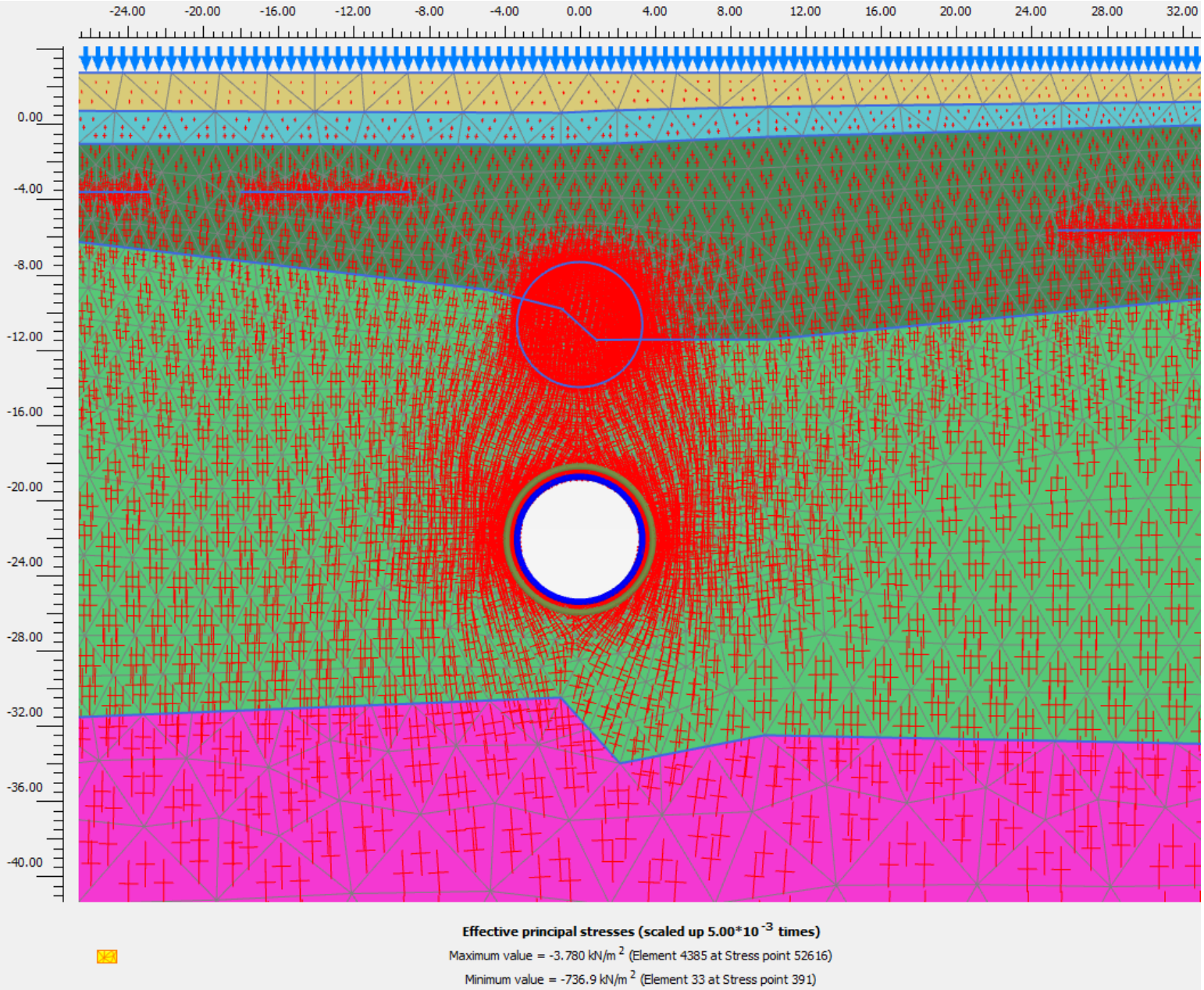


Figure 1-13: Principle-stress figure - Stage 3: Installation of EBT lining (i.e. 100% relaxation)

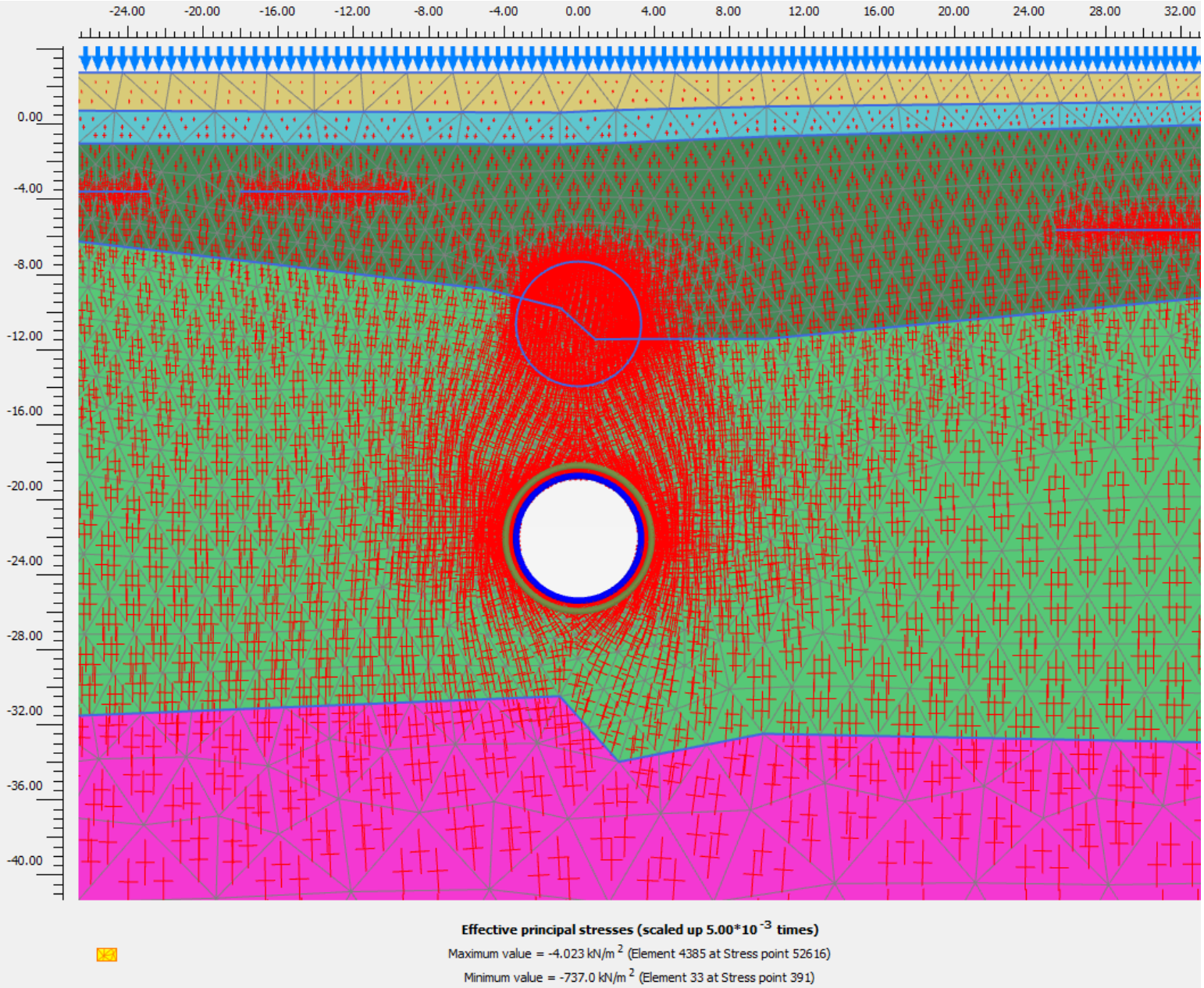


Figure 1-14: Principle-stress figure - Stage 4a: Apply face pressure to the soil in front of TBM (WBT)

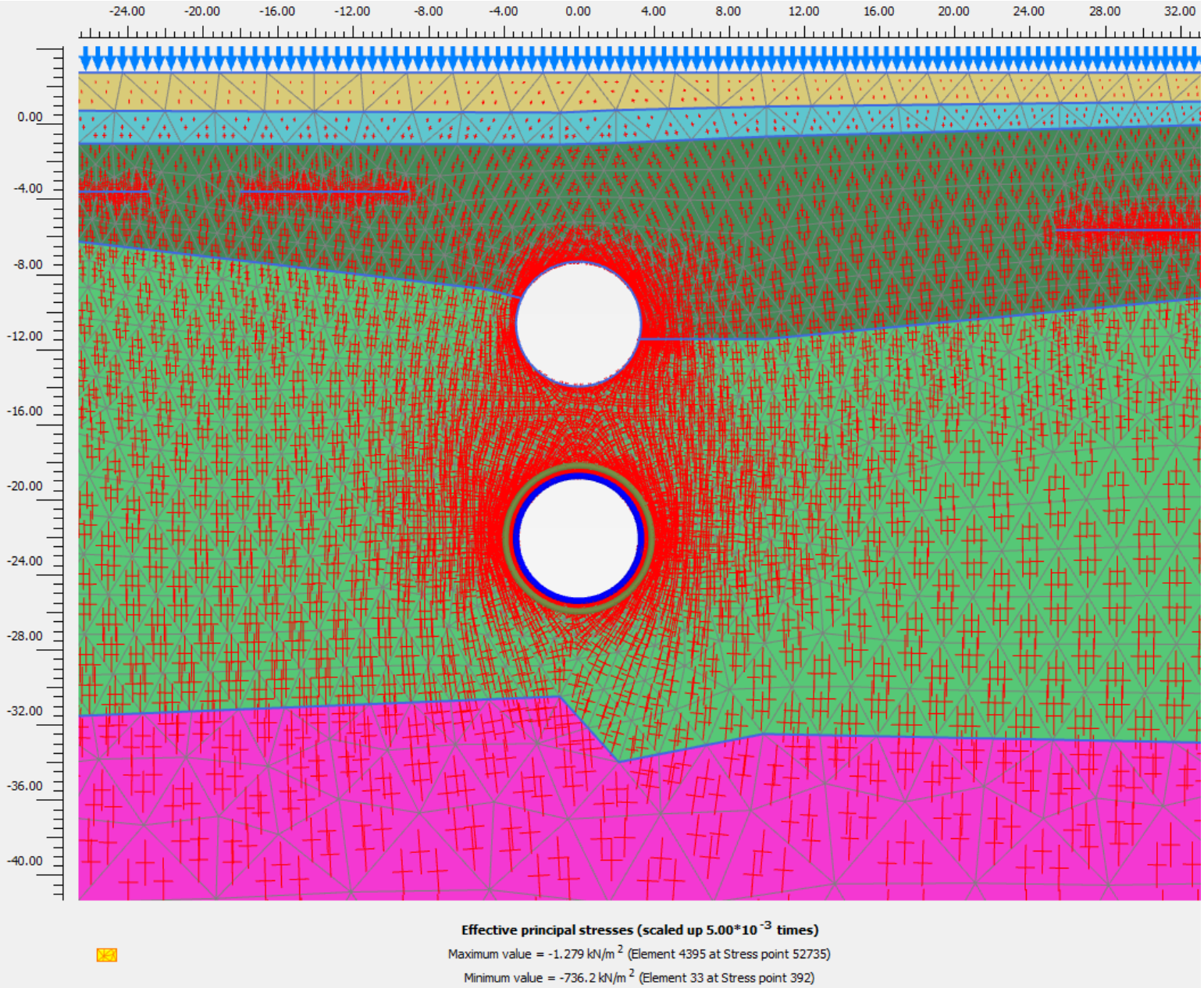


Figure 1-15: Principle-stress figure - Stage 4b: Excavation of upper tunnel (30% relaxation, NO face pressure)

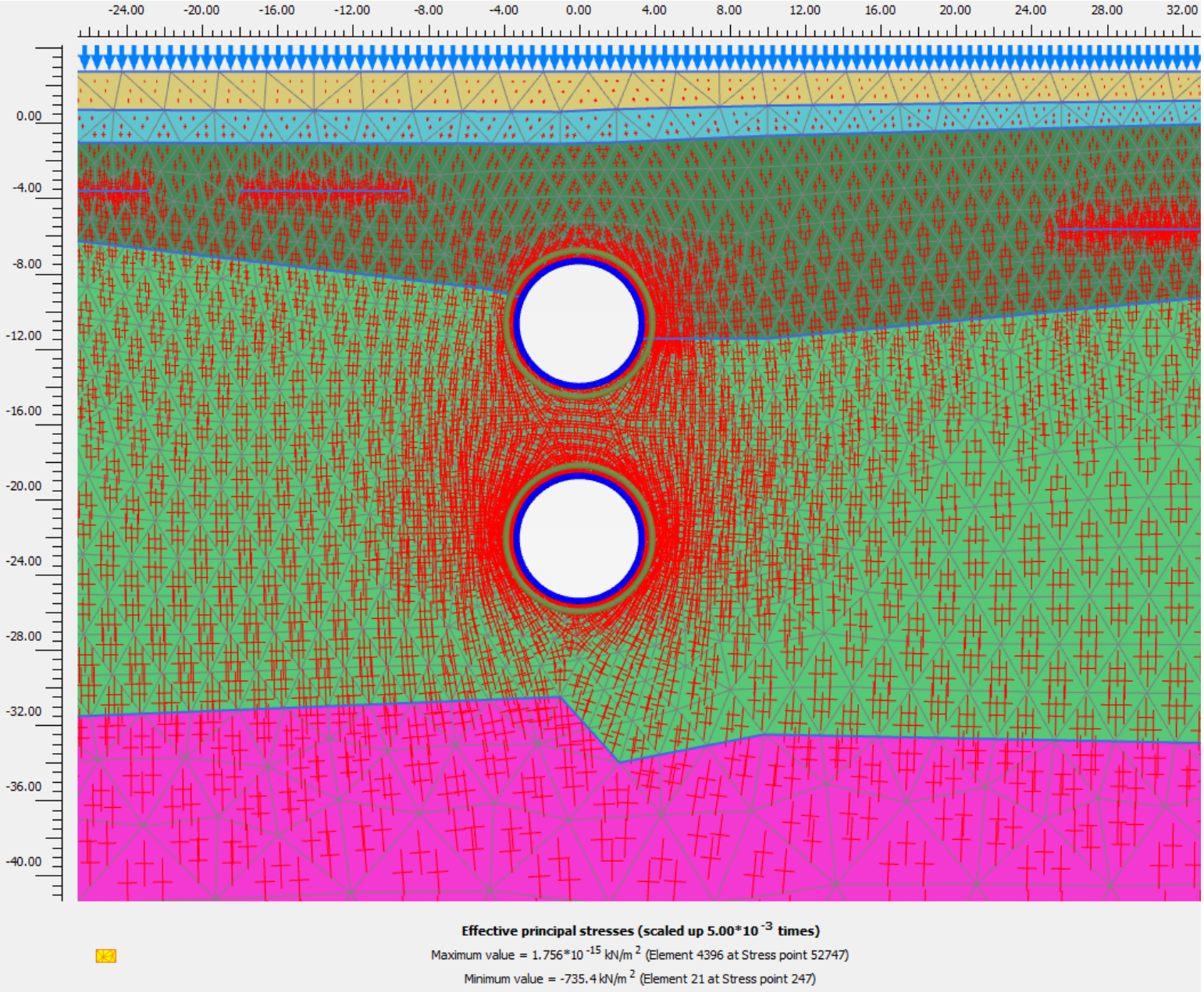


Figure 1-16: Principle-stress figure - Stage 5: Installation of WBT lining (i.e. 100% relaxation)

Change of Effective Normal Stress on Tunnel

A sensitivity Plaxis model has been carried out to justify the design assumption. An additional stage 4a (applying face pressure without excavation) has been considered in the model.

Results from Plaxis are shown on Table 2-1 and is summarized as follows:

For Stage 4a:

Since the distance between two tunnels is close to 1D, the face pressure from the 2nd tunnel will be distributed to soil and therefore the final stress acting on the first tunnel is minimal. The effective normal stress considering the face pressure from 2nd tunnel (Figure 2-5) is as equal as the stress after installation of the 1st tunnel (Figure 2-4). Therefore, we can conclude that the additional stress due to face pressure is minimal and therefore the adverse effect due to the Stage 4A is negligible.

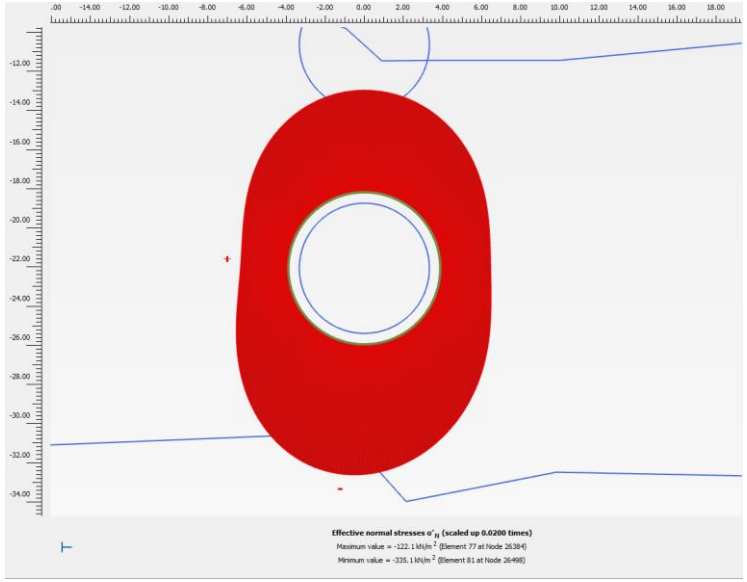
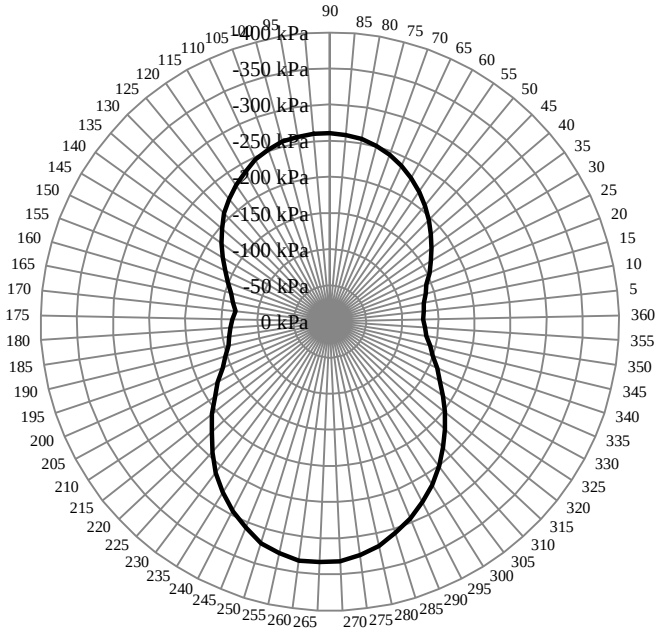
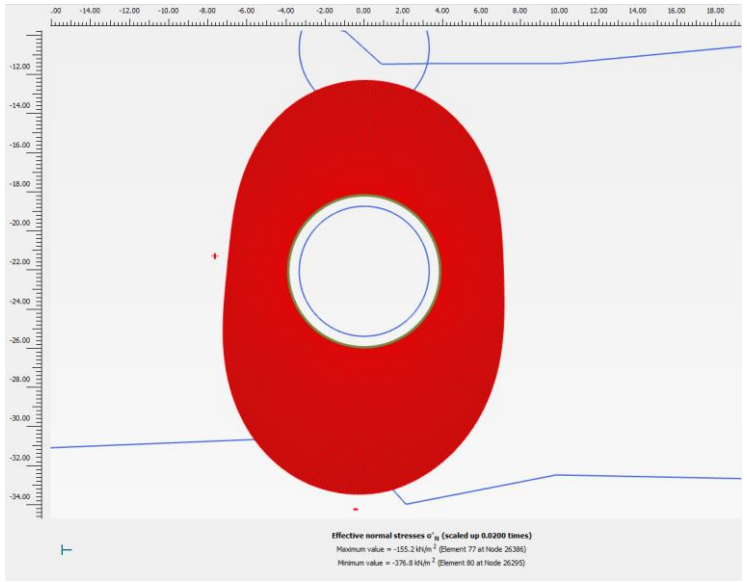
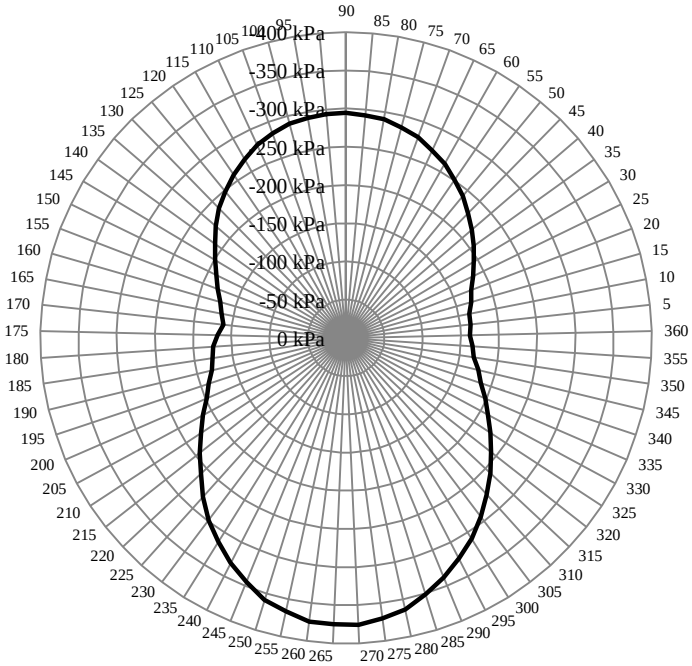
For Stage 4b,

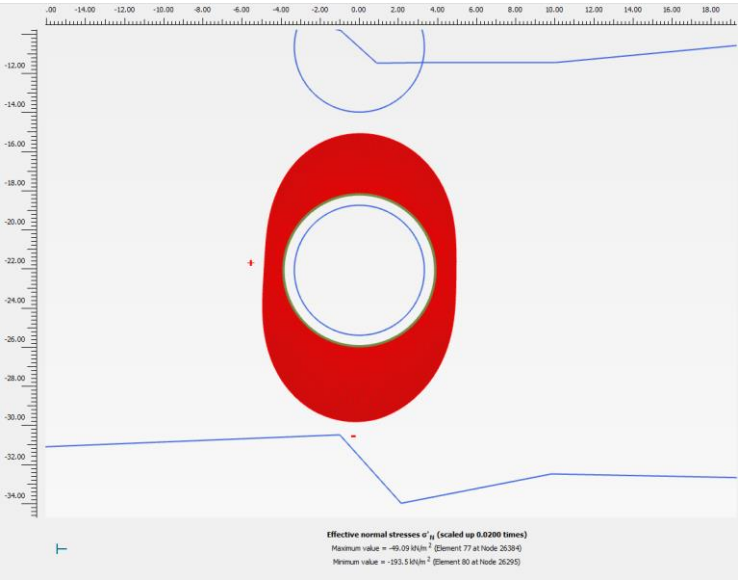
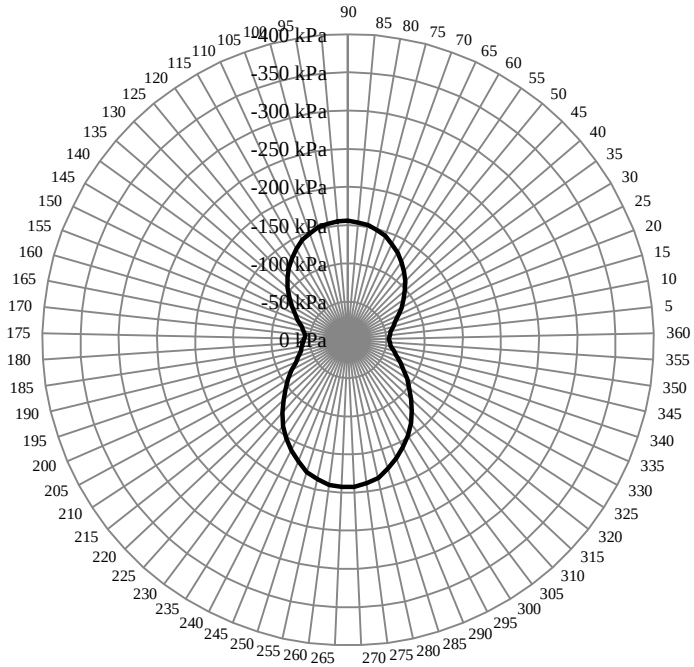
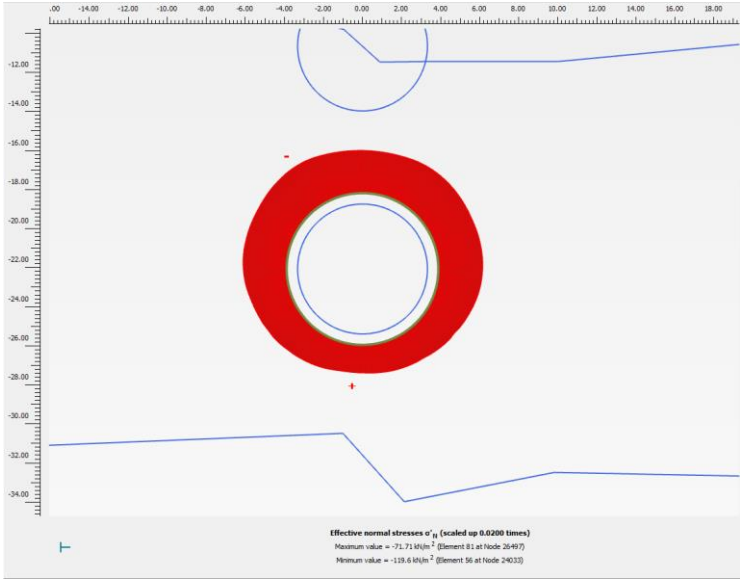
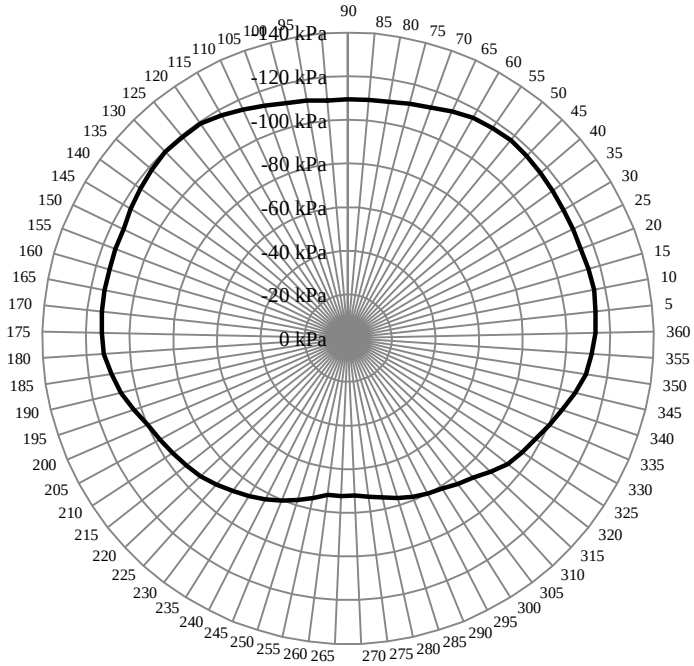
The removal of face pressure would further deform the ground, causing further relaxation due to unloading process (stress is reduced as shown on Figure 2-8), and it gives more benefits to the lining design. Therefore, the critical condition should be the case without twin tunnel effect.

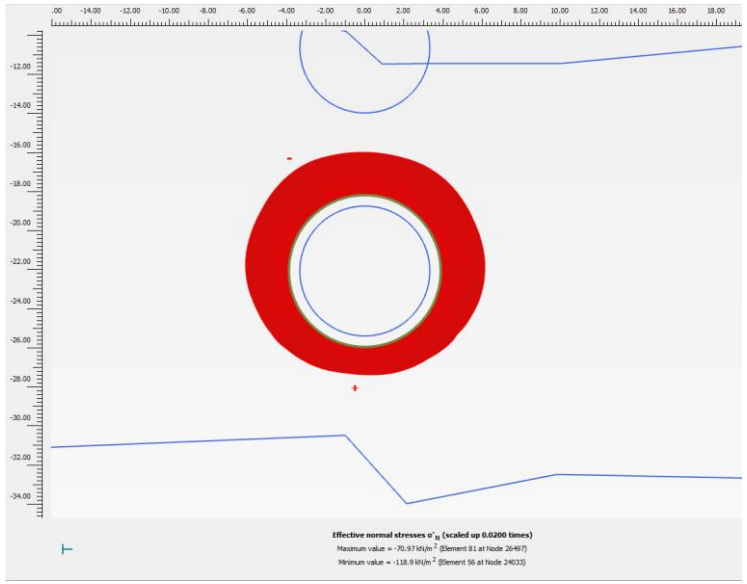
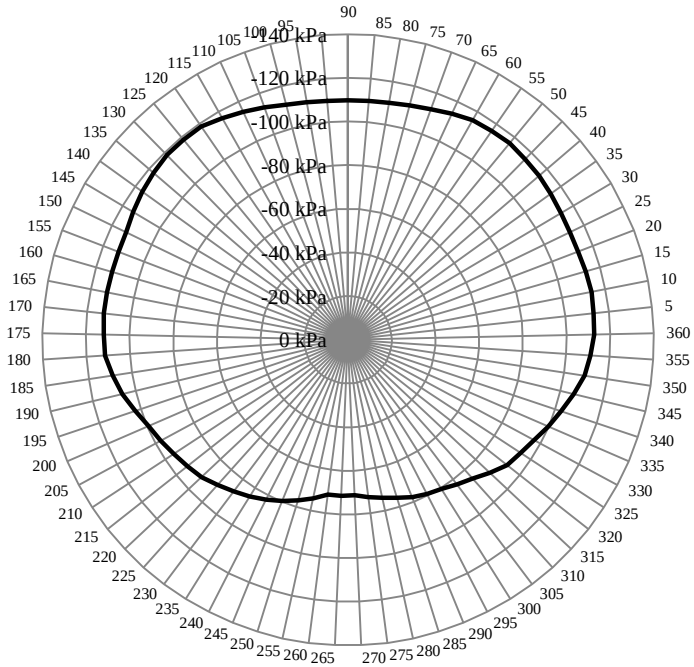
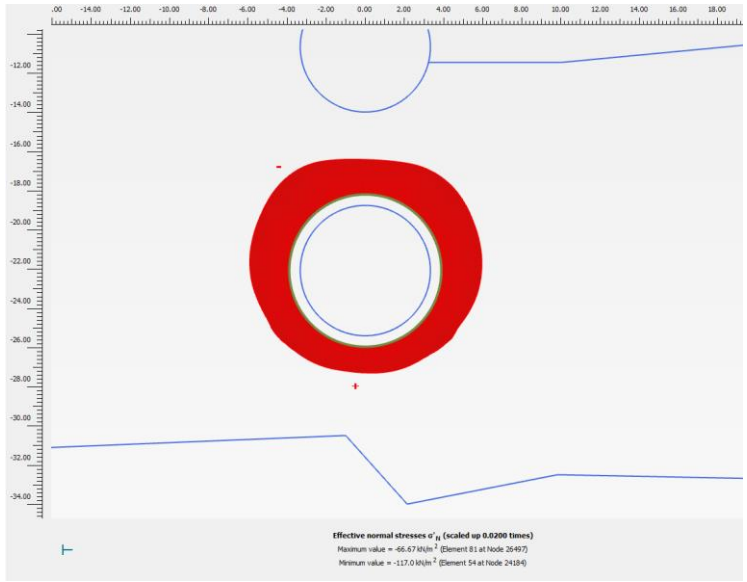
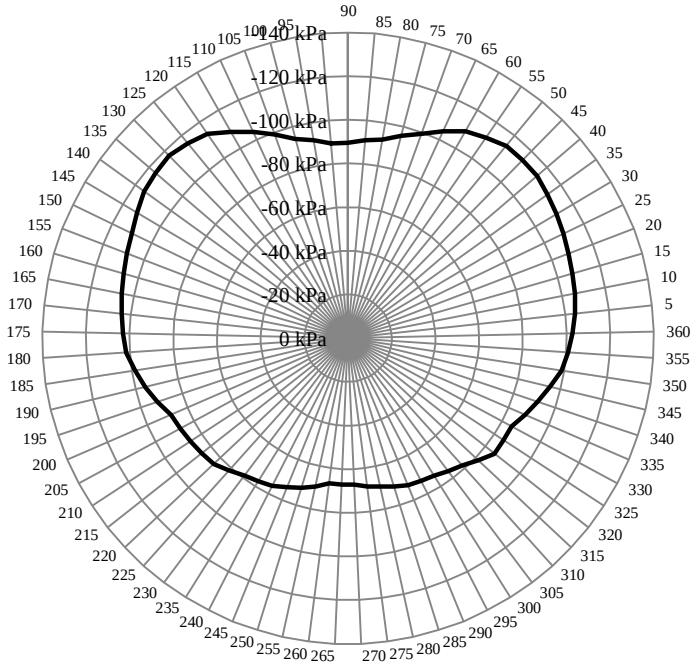
Further to the first Section for the principal stress, the stress acting on the 1st tunnel will not be increased during excavation of the 2nd tunnel, but will be slightly reduced due to the unloading effect. It is deviated from the full overburden condition which the stress should be increased by heavier ground load.

In addition, SAP2000 model has been updated incorporating Stage 4a and Stage 4b to justify the assumption using loosening ground condition for both 4a and 4b. Please refer to the Figures 2-10 and 2-11 for the RC design based on the results from SAP2000 models. The results show that moment and axial force have been reduced a little comparing with the result in design report. Therefore, current design concept is considered to be robust enough.

Table 2-1: Effective Normal Stress on Tunnel Lining

Stage 1 Initial stress analysis		
Stage 2a Apply face pressure to the soil in front of TBM (EBT)		

Stage 2b Excavation of lower tunnel (30% relaxation, NO face pressure)		
Stage 3 Installation of EBT lining (i.e. 100% relaxation)		

Stage 4a Apply face pressure to the soil in front of TBM (WBT)		
Stage 4b Excavation of upper tunnel (30% relaxation, NO face pressure)		

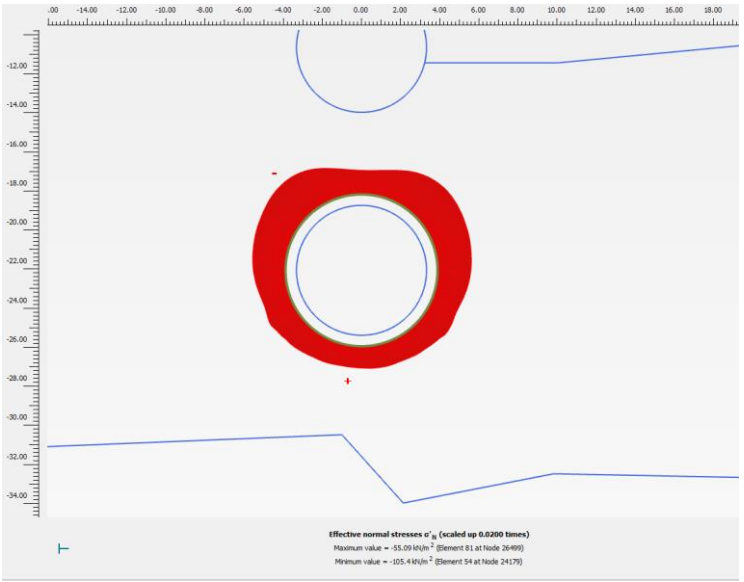
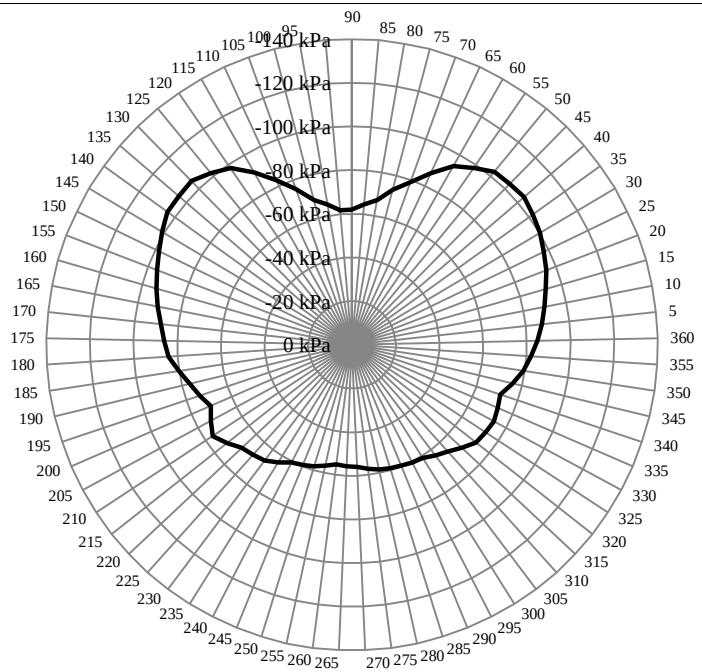
Stage 5 Installation of WBT lining (i.e. 100% relaxation)		

Figure 2-1: Stage 1 – Initial stress analysis

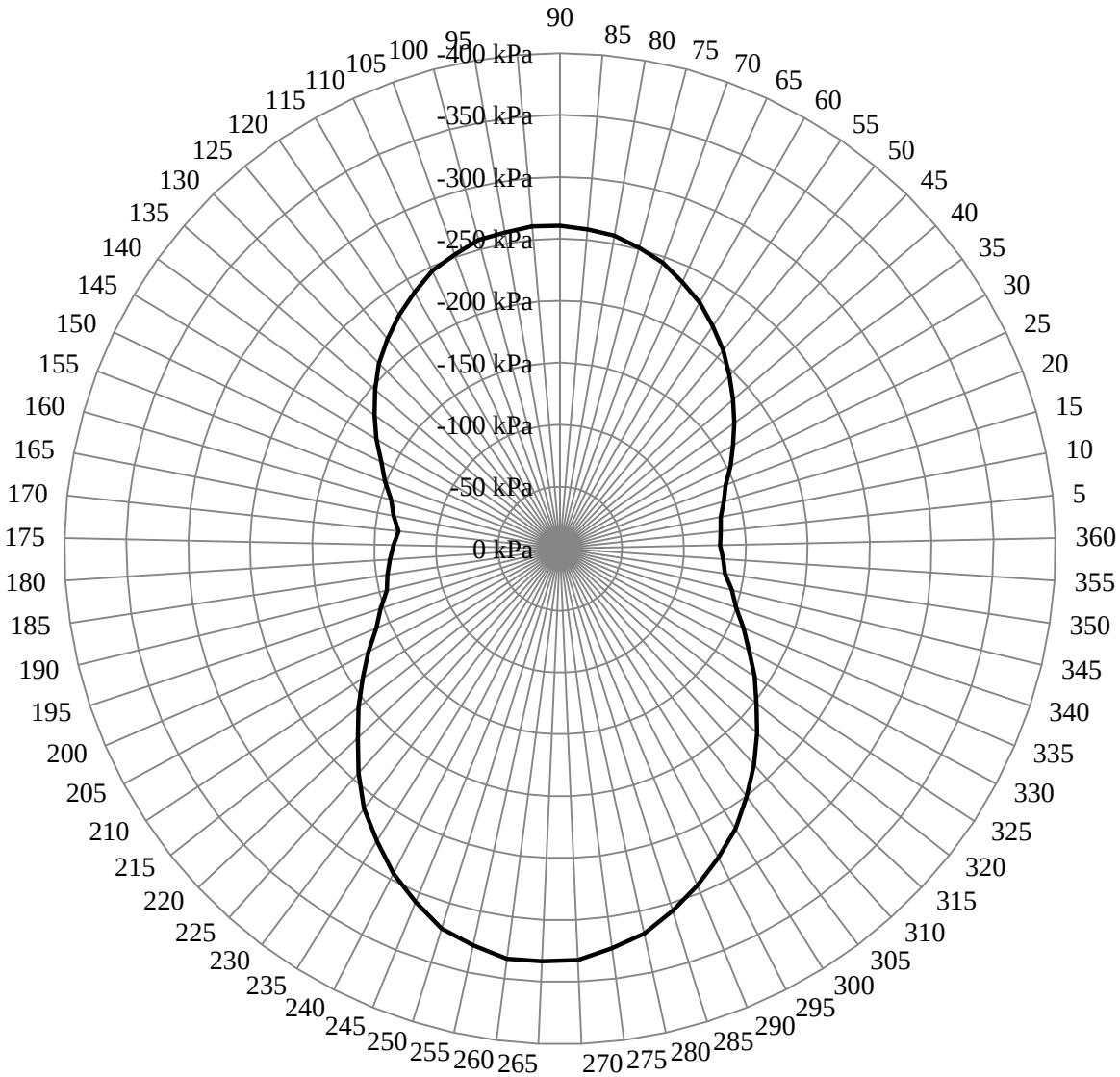


Figure 2-2: Stage 2a – Apply face pressure to the soil in front of TBM (EBT)

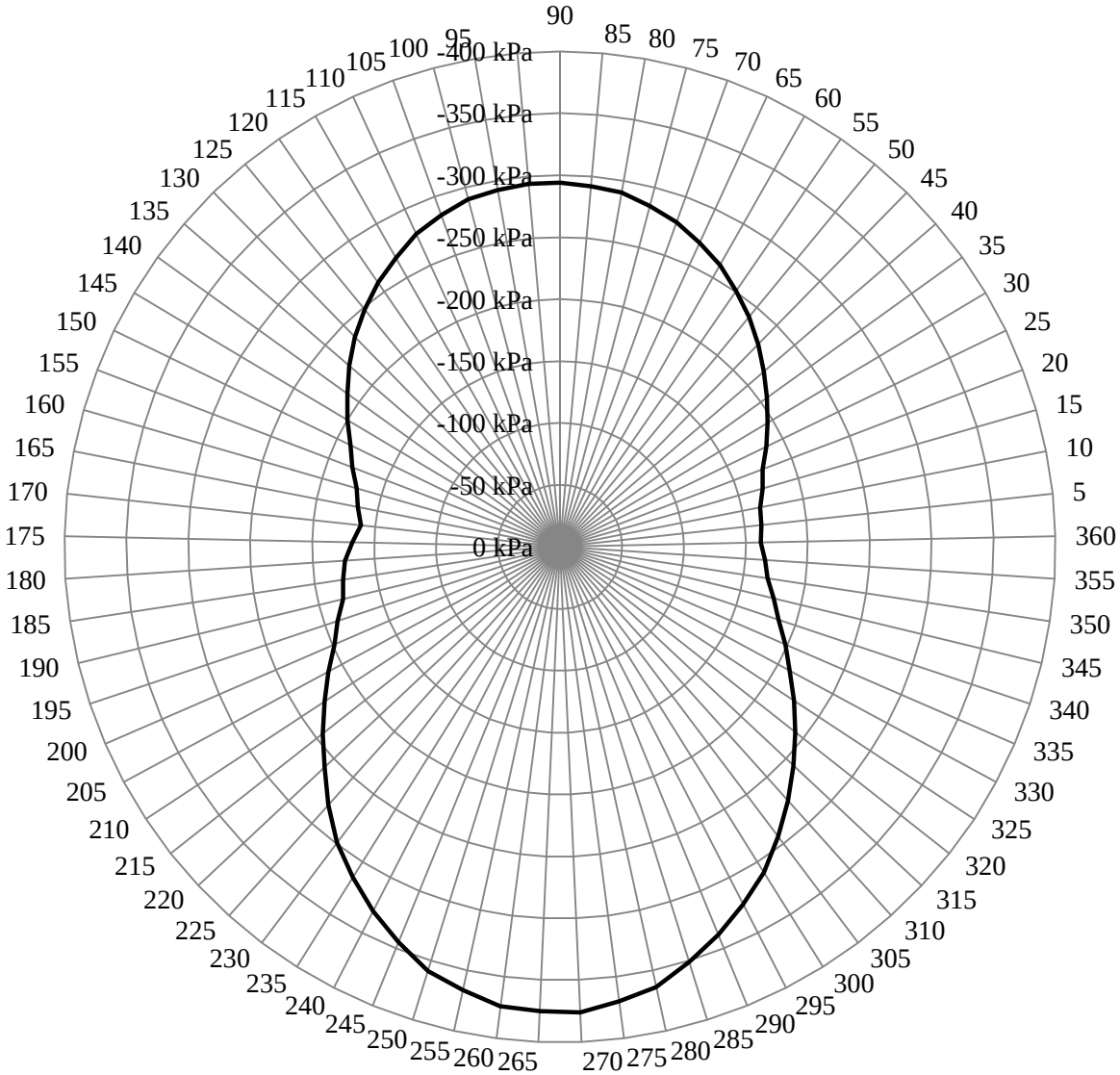


Figure 2-3: Stage 2b – Excavation of lower tunnel (30% relaxation, NO face pressure)

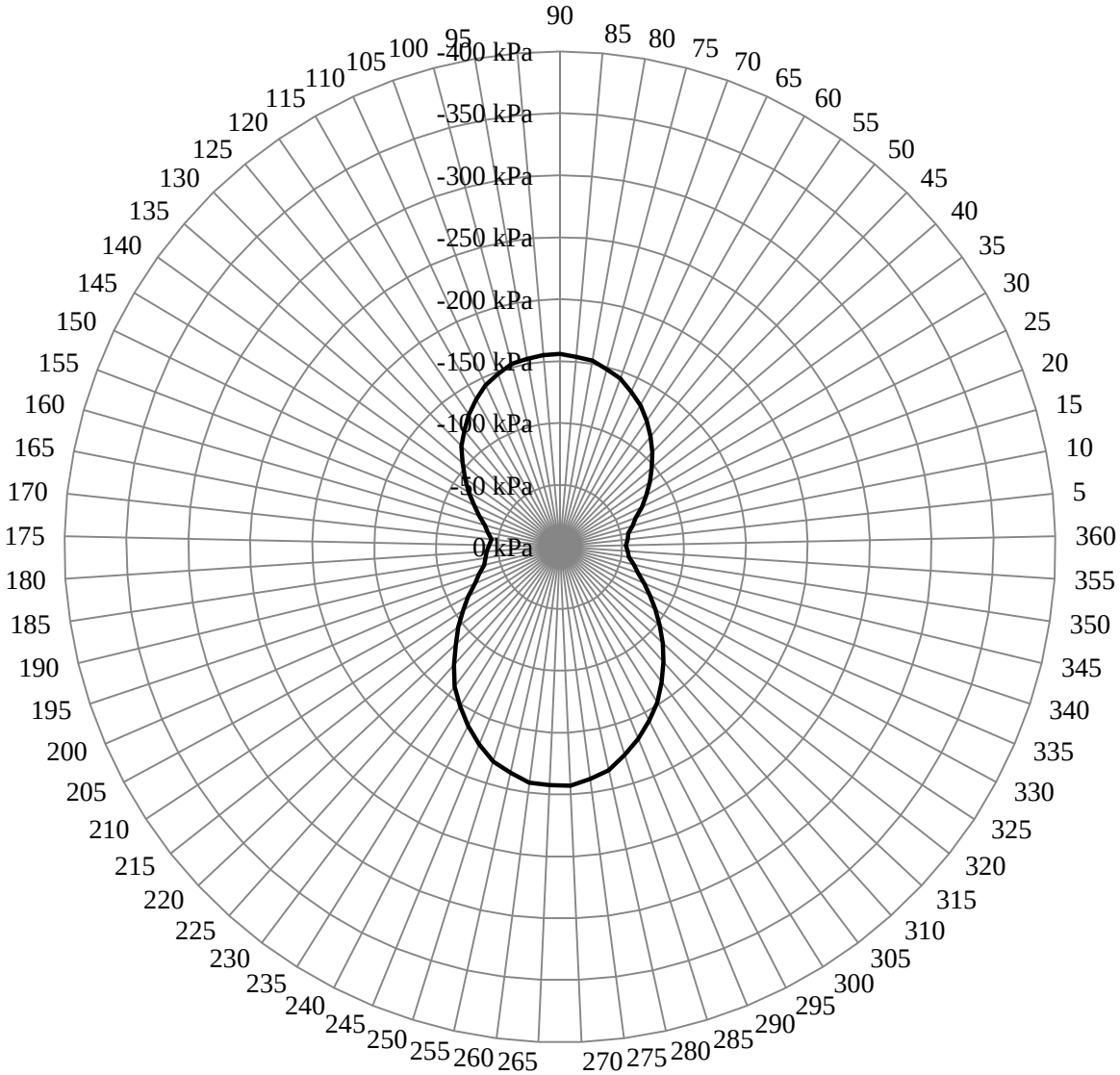


Figure 2-4: Stage 3 – Installation of EBT lining

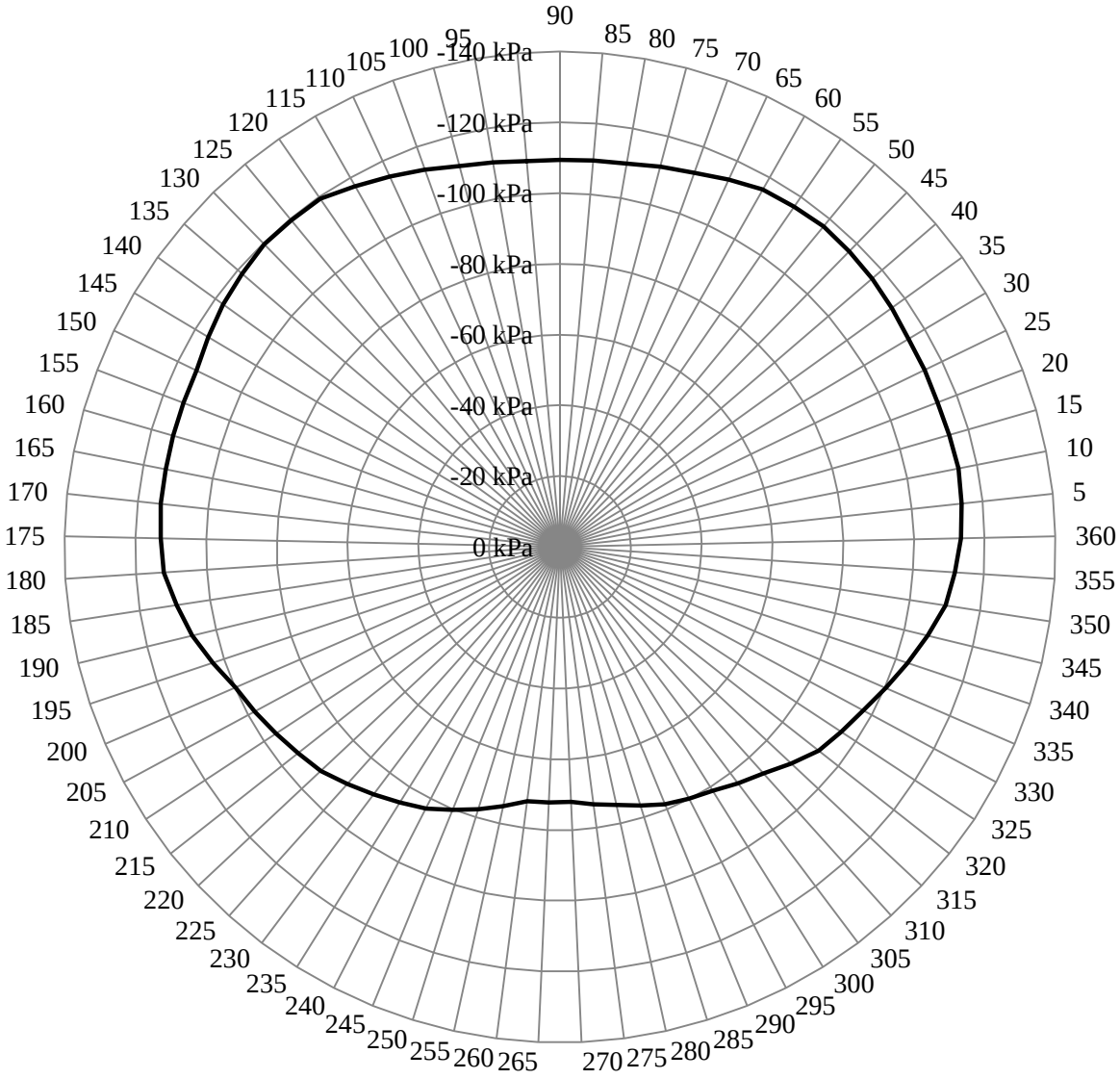


Figure 2-5: Stage 4a – Apply face pressure to the soil in front of TBM (WBT)

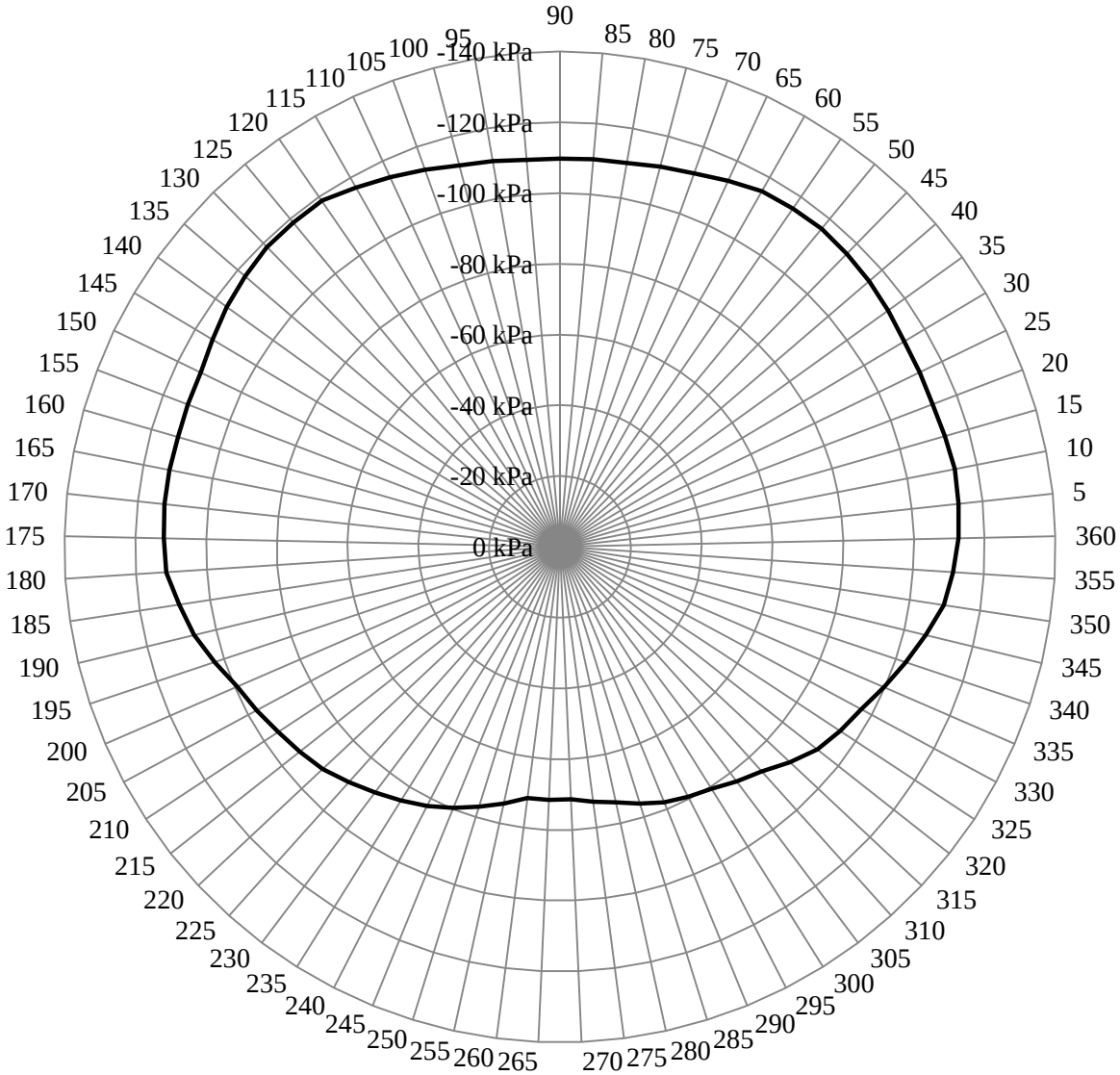


Figure 2-6: Stage 4b – Excavation of upper tunnel (30% relaxation, NO face pressure)

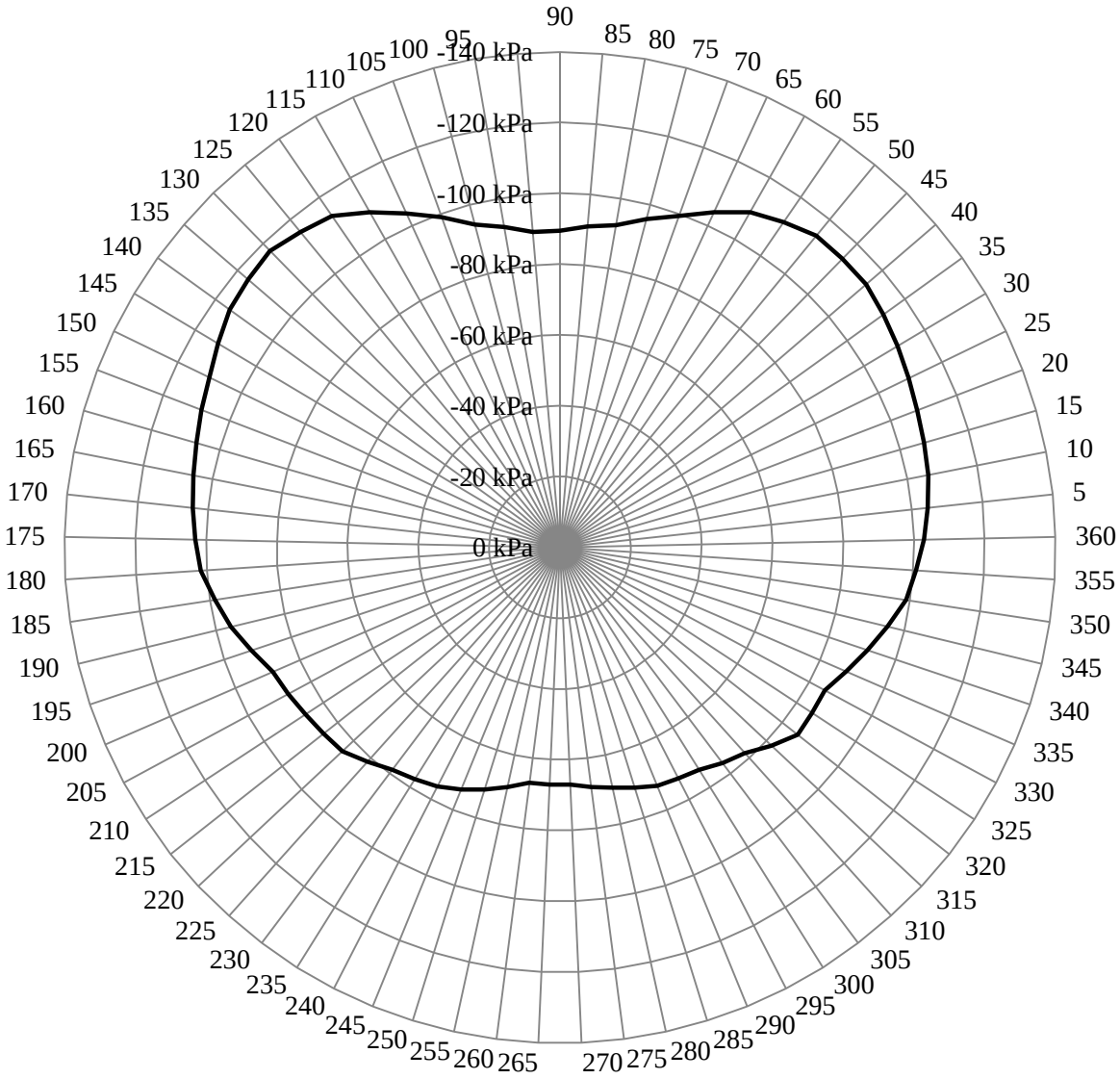
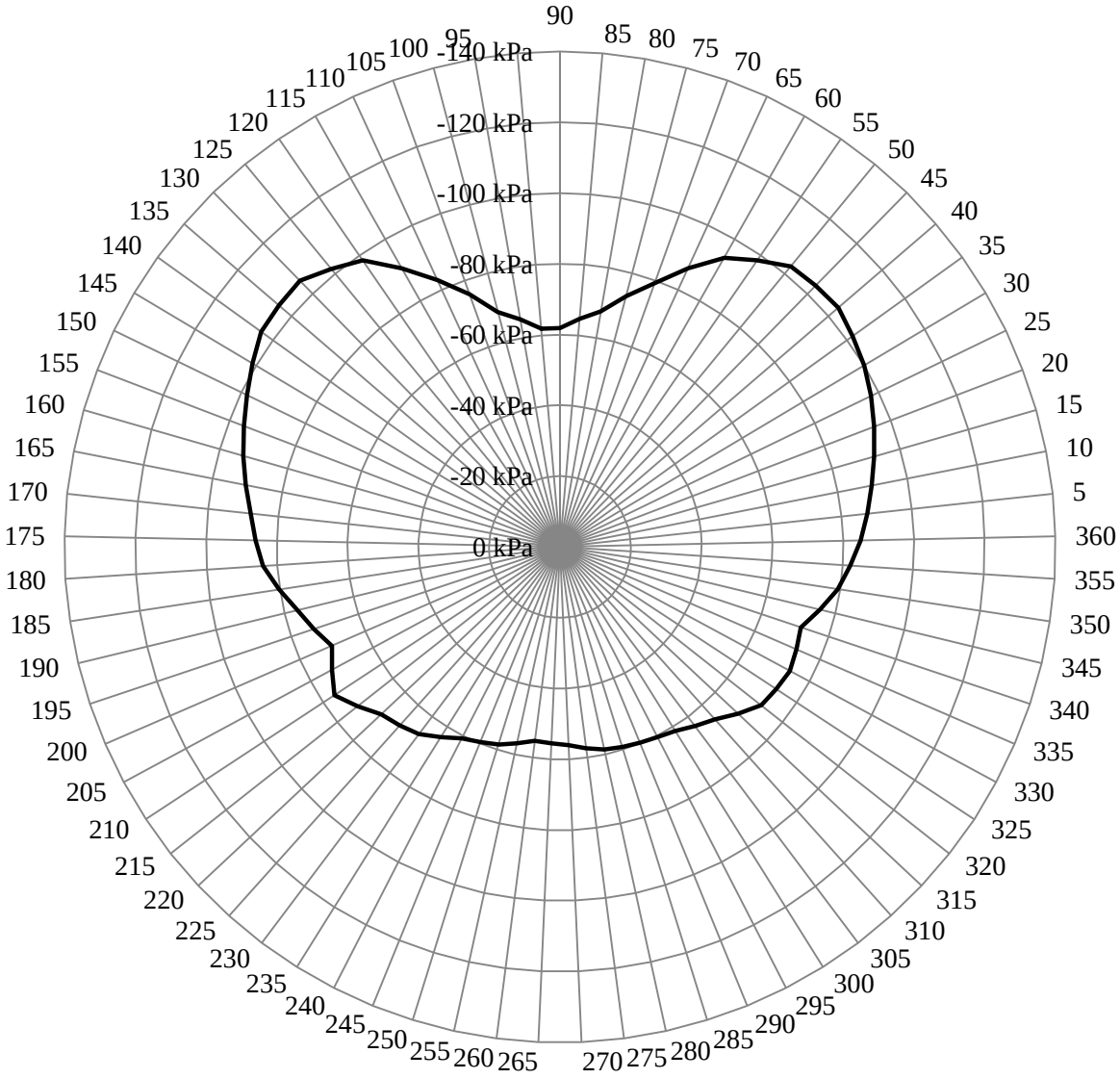


Figure 2-7: Stage 5 – Installation of WBT lining



Effective Normal Stress acting on EBT (Lower Tunnel)

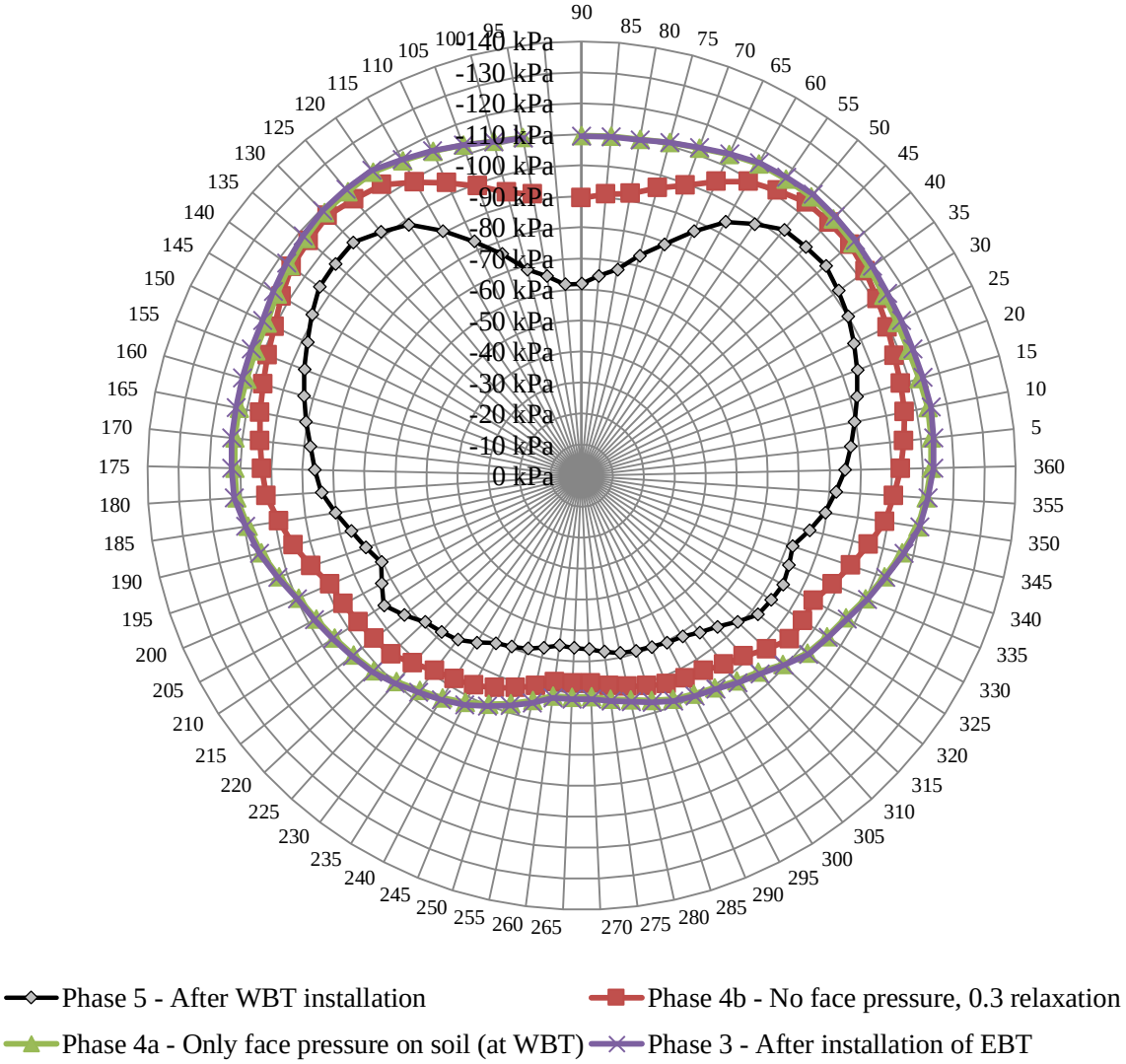


Figure 2-8: Effective Normal Stress acting on EBT

Mohr Coulomb Failure Criteria

Mohr-Coulomb failure criteria and the Mohr-circle of specific points have been plotted to justify that the soil adjacent to the tunnel is in elastic state. The ratio (factor of safety) between the mobilized and the maximum (available) shear strength of the soil have been illustrated.

In Plaxis, 8 points have been selected, their coordinates are summarized in Table 3-1. The location of the points is illustrated by the Plaxis output in Figure 3-1.

Table 3-1: Setting Out of the Selected Points

Point ID	X	Y	Point ID	X	Y
A	-0.01	-17.91	**E**	-0.08	-26.66
B	2.01	-18.22	**F**	-5.16	-22.10
C	3.75	-19.52	**G**	-1.80	-18.09
D	5.00	-22.12	**H**	-4.30	-19.49

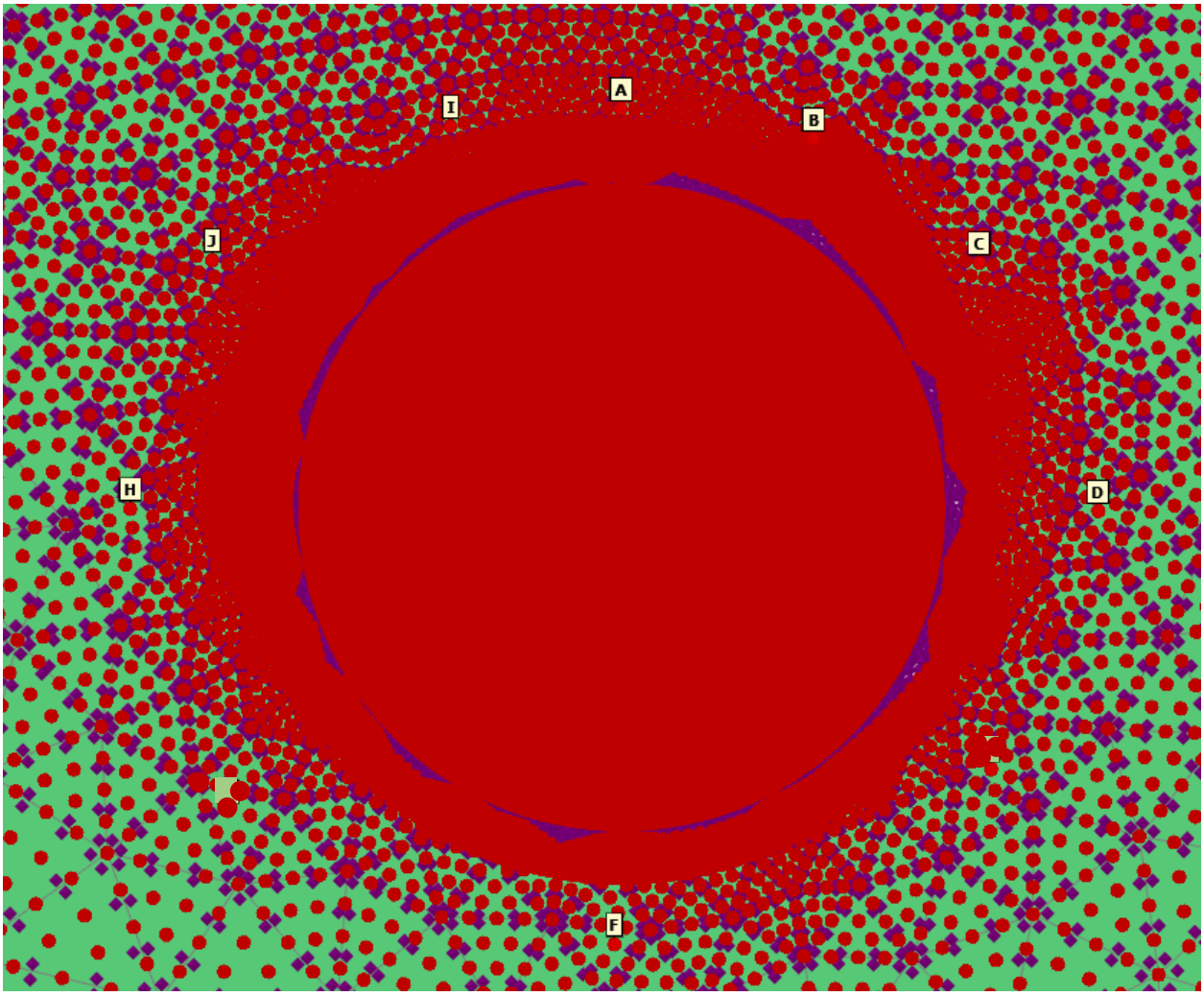


Figure 3-1: Locations of Selected Points

Figures 3-2 and 3-3, furthermore Figures 3-4 and 3-5 show the stress state of the studied points (Points A to H) in construction stages 4a and 5. As the shear strength of soil has not been fully mobilized in either of stages, the soil remains in elastic.

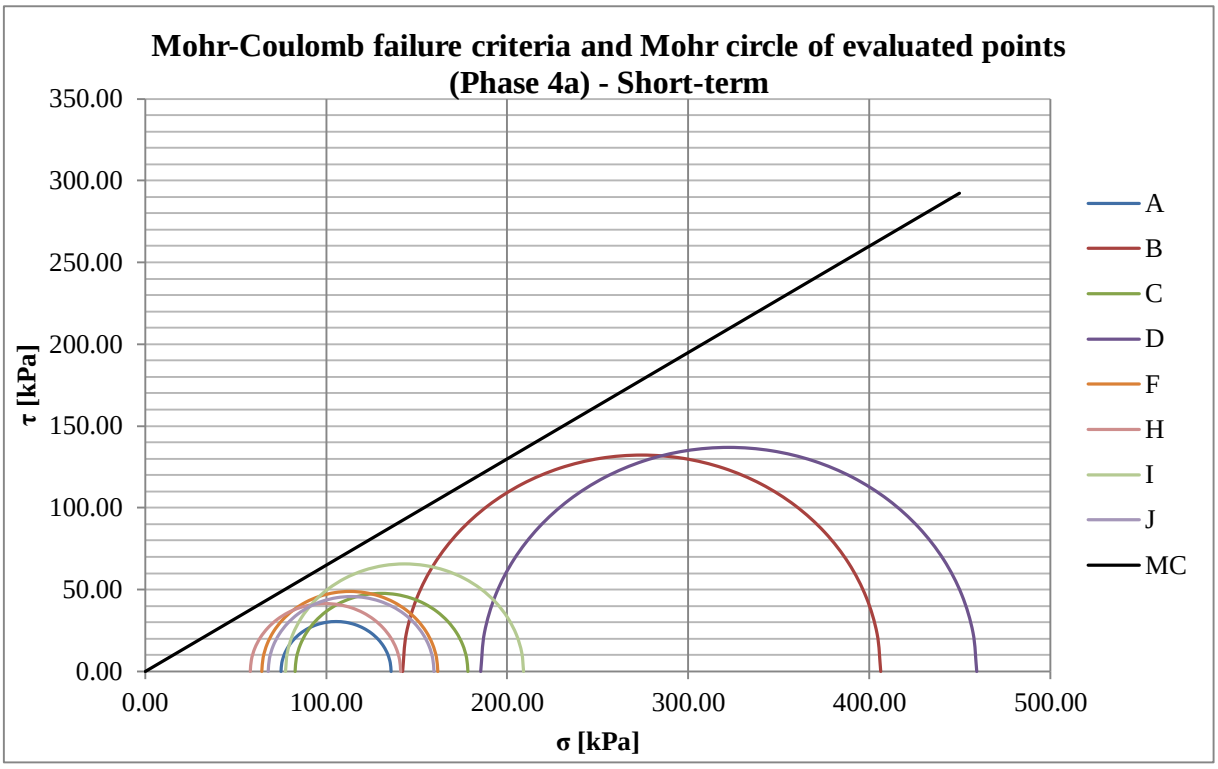


Figure 3-2: Mohr-circles related to stress-state of soil in the close proximity of EBT (Stage 4a)

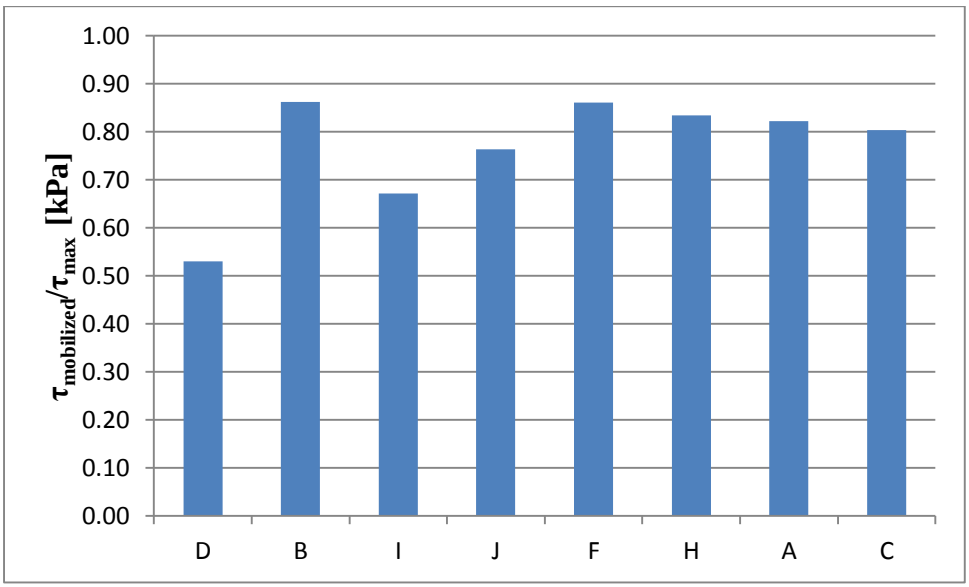


Figure 3-3: mobilization of shear strength in Stage 4a (short-term)

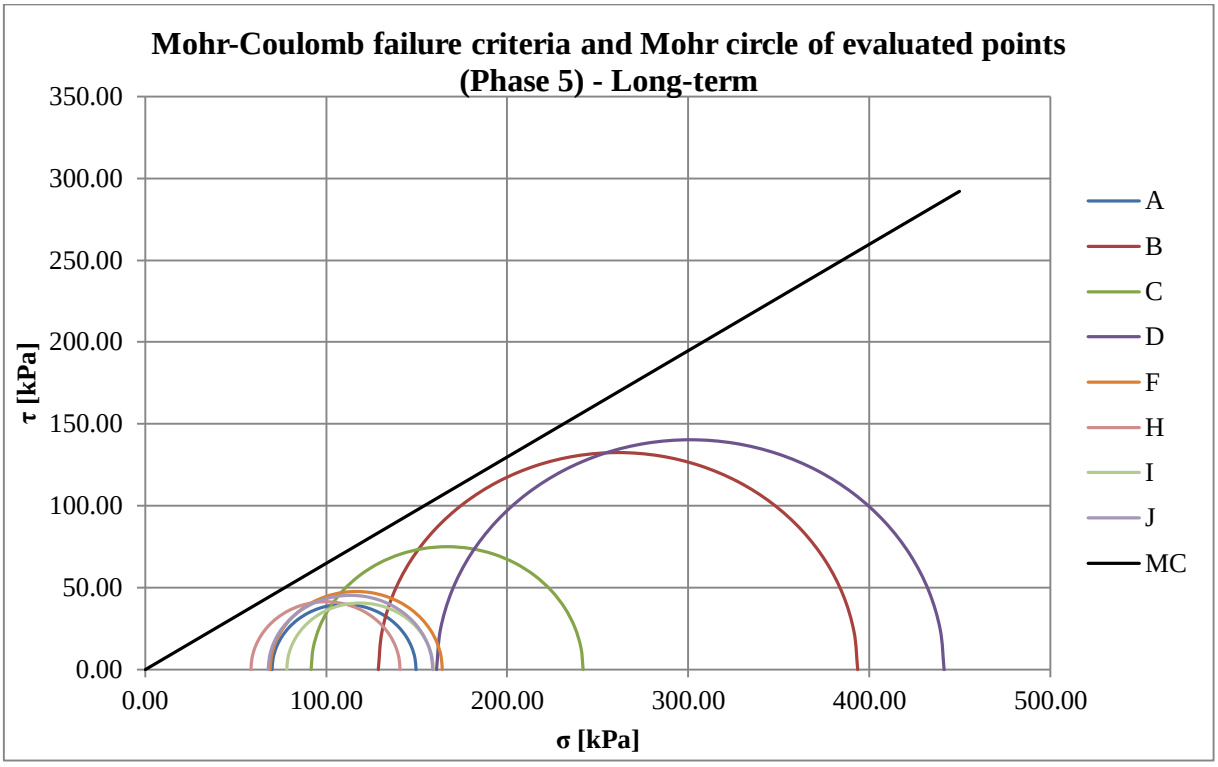


Figure 3-4: Mohr-circles related to stress-state of soil in the close proximity of EBT (Stage 4a)

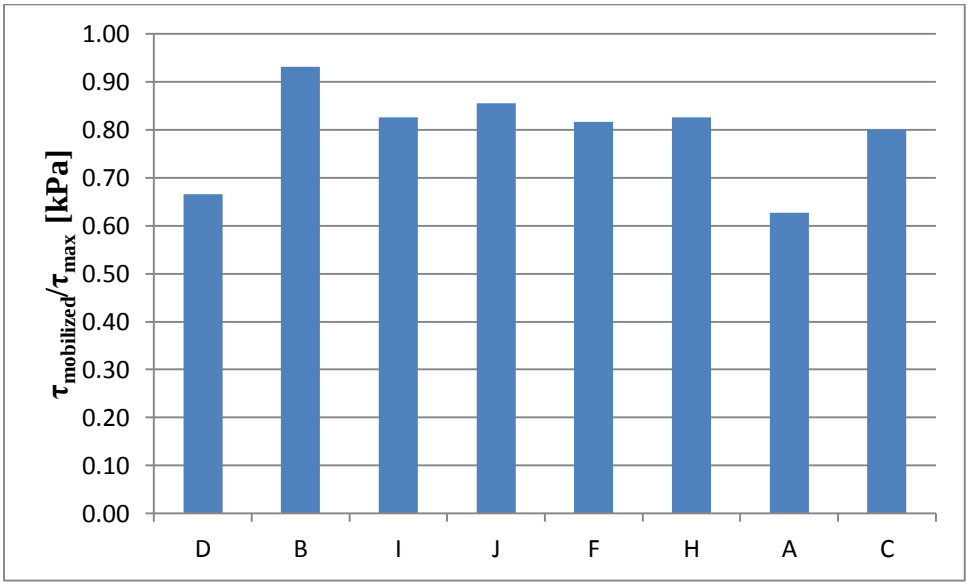


Figure 3-5: Mobilization of shear strength in Stage 5 (Long-term)

PROJECT TITLE:	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1) Contract Package 1b: Civil (Underground Section from KM 0+615 to KM 2+360)

BORED TUNNEL
SEGMENTAL LINING TECHNICAL DESIGN REPORT

REVISION STATUS

REV. No.	DATE	DESCRIPTION	REMARKS
C	06 June 2016	THIRD ISSUE	Design amendment incorporating comments during design review meeting on 03-Jun-16.
B	23 October 2015	SECOND ISSUE	Design amendment incorporating NJPT's comments.
A	26 June 2015	FIRST ISSUE	First established

	PREPARED BY	CHECKED BY	APPROVED BY
NAME	Ozturk Ozgur	Kenichi Ito	Nobuyuki Kawai
SIGNATURE			
DATE	06 June 2016	7 June 2016	7 June 2016

TABLE OF CONTENTS

1. GENERAL 9

1.1 Standards and Codes 10

1.2 Segment Structure Conditions 10

1.3 Specific Design Issues 21

1.4 Materials 23

1.5 Design Safety Factors 24

1.6 Segment Design Procedure 26

2. RISK ASSESSMENT 27

2.1 Assessment of Some of the Project-specific Design Conditions and Adopted Mitigation Measures for TBM Lining Design Considering Design Life Cycle 27

3. DESIGN CONDITIONS 30

3.1 Proposed Design Cross-Sections 30

3.2 Geological Conditions 33

3.3 Loading 35

4. LOAD CALCULATIONS 45

4.1 Basic Design Loads 45

4.2 Existing Building Structure Effect 51

4.3 Twin Shield Tunnel Construction Effect 57

5. STRUCTURAL ANALYSIS METHODOLOGY 67

5.1 Two Ring Beam-Spring Model 67

6. STRUCTURAL ANALYSIS RESULTS 75

6.1 Calculation Results 75

6.2 Deflection of tunnel linings 98

7. STRUCTURAL DESIGN 100

7.1 Lining Structural Capacity Check 100

7.2 Joint Stress/Bursting Check 103

7.3 Crack Width Control 104

7.4 Durability of Segments 104

7.5 Fire Resistance 105

7.6 Bolt Checking 105

8. SEGMENT CHECK UNDER CONSTRUCTION LOADS 107

8.1 Jack Force Thrust Check (Effects of Shield Shoving) 107

8.2 Secondary Grout Checking 108

8.3 K-Segment Stability (Sliding in the Longitudinal Direction) during Installation 111

9. FLOTATION CHECKS 113

9.1 Flotation due to Hydrostatic Pressure 113

10. OTHER STRUCTURAL VERIFICATIONS.....114

10.1 Circumferential (Ring) Joint Check 114

10.2 Handling Force 115

10.3 Watertightness (Segment Seal Design) 116

11. SEISMIC DESIGN 124

11.1 Liquefaction Analysis 124

11.2 Seismic Analysis in Transverse Direction.....128

11.3 Seismic Longitudinal Analysis 133

12. REFERENCES.....141

LIST OF APPENDICES

APPENDIX A	Tunnel Alignment and Segment Detail Drawings
APPENDIX B	Geological Sections
APPENDIX C	Geotechnical Design Parameters
APPENDIX D	Building Foundation Records
APPENDIX E	Assessment of Building Load
APPENDIX F	Assessment of Twin Tunnel Effects
APPENDIX G	Load Cases Combination and Design Forces
APPENDIX H	Springs for Beam-Spring Model
APPENDIX J	Structural Analysis Results using SAP2000
APPENDIX K	Lining Section Design
APPENDIX M	Segment Joint Structural Check And Joint Filling Material Check
APPENDIX N	Flotation Check
APPENDIX P	Segment Handling Structural Check
APPENDIX S	Seismic Design
APPENDIX T	Topography Survey Report
APPENDIX U	Reference Report (Report No. DOC/1b/T/GNL/DES/DR/0300)

LIST OF FIGURES

Figure 1-1 Layout Plan for the Bored Tunnel from KM 0+600 to KM 2+080 9
Figure 1-2 Segment Lining Configuration 12
Figure 1-3 Radial Joint connections 13
Figure 1-4 Circumferential Joint connections 13
Figure 1-5 3D Illustration of Joint Connections 14
Figure 1-6 Radial Joint of Segment (Left) and Circumferential Joint of Ring (Right) Details 14
Figure 1-7 Structure Gauge and Tolerance Concept in DSRSC-ST 15
Figure 1-8 Construction Gauge and Track Structure Dimensions 15
Figure 1-9 Typical Tunnel Cross Sections (Bored Tunnel) – Straight Section 16
Figure 1-10 Typical Tunnel Cross Sections (Bored Tunnel) – East Boundtrack 16
Figure 1-11 Typical Tunnel Cross Sections (Bored Tunnel) – West Boundtrack 17
Figure 1-12 Typical Tunnel Cross Sections (East Bountrack) (Curve Track : R=350m (Displacement 75mm)) 17
Figure 1-13 Typical Tunnel Cross Sections (West Bountrack) (Curve Track : R=350m (Displacement 75mm)) 18
Figure 1-14 Taper lining arragement 19
Figure 1-15 Offset between design centerline and actual segment centerline (R=350m) 19
Figure 1-16 Tunnel structure and tunnel inner installation, E&M and structure gauge (Cant = 100mm) 20
Figure 1-17 K-Segment Installation Direction 21
Figure 1-18 Sealing arrangement for watertightness 22
Figure 1-19 Sealing arrangement for watertightness with key-lock 22
Figure 1-20 Design Principle and Safety Factors for Linear Analysis (after JSCE-CS 2007). 25
Figure 1-21 Design Principle and Safety Factors for Non-linear Analysis (after JSCE-CS 2007). 25
Figure 1-22 Segment Design Procedure 26
Figure 3-1 Location of Critical Sections (Red: West-Boundtrack Tunnel; Blue: East-Boundtrack Tunnel) 30
Figure 3-2 Geological Cross Sections A-A at Chainage (1+400) 32
Figure 3-3 Geological Cross Sections B-B at Chainage (0+860) 32
Figure 3-4 Geological Cross Sections C-C at Chainage 0+980 32
Figure 3-5 Water Pressure (after DSRSC-ST) 39
Figure 3-6 Vertical and lateral earth pressure acting on the tunnel (after Figure 9 DSRST-ST) 40
Figure 3-7 Location of trainload application 42
Figure 3-8 SAP2000 model layout. 42
Figure 3-9 Stress distribution in walkway concrete mass. 43
Figure 3-10 Incorporating railway stress in lining design model. 43
Figure 4-1 Plaxis output of principle stress directions and magnitudes after the installation of EBT lining. 45
Figure 4-2 Plaxis output of principle stress directions and magnitudes after the installation of WBT lining. 45
Figure 4-3 Illustration of soil arching in the case of EBT (interpretation of FEM output) 46
Figure 4-4 Earth pressure redistribution due to the construction of the WBT 47
Figure 4-5 8 stress points selected in Plaxis (Point A-H) 48
Figure 4-6 Mohr-Coulomb failure criteria and Mohr's circle of evaluated points (Stage 4a) - Short-term 48
Figure 4-7 Factor of safety as a funcion of mobilized versus maximum available shear strength (Stage 4a) - Short-term 49
Figure 4-8 Mohr-Coulomb failure criteria and Mohr circle of evaluated points (Stage 5) - Long-term 49
Figure 4-9 Factor of safety as a funcion of mobilized versus maximum available shear strength (Stage 5) - Long-term 49
Figure 4-10 Equivalent Raft Concept 52
Figure 4-11 Illustration of Calculation Procedure: Additional Effective Normal Stress Acting on the Tunnel Lining (in SAP2000, bottom), Defined Based on PLAXIS Analysis ("Additional Load" = "With Building Load" – "Without Building Load", top) 53
Figure 4-12 Geological section B-B at CH0+860 (Maximum building load) 53
Figure 4-13 Geological section C-C at CH0+980 (Maximum unbalanced building load) 54
Figure 4-14 FEM Model (PLAXIS 2D) at Section B-B 55
Figure 4-15 FEM Model (PLAXIS 2D) at Section C-C. 56
Figure 4-16 Illustration of Applied Construction Stages for Short Term and Long Term Conditions 59

Figure 4-17 (1) Effective Normal Stress Acting on EBT before Construction of WBT; (2) Effective Normal Stress Acting on EBT after Lining Installation of WBT; (3) Difference in Effective Normal Stress Acting on EBT before and after installation of WBT (Defined as (1) – (2)) 61
Figure 4-18 Effective normal stress of EBT due to excavation of second tunnel 63
Figure 4-19 Illustration of Applied Construction Stages: (3) Excavation and Lining Installation of EBT; (4) Excavation of WBT; (5) Lining installation of WBT 64
Figure 4-20 Additional effective normal stress due to excavation of second tunnel 66
Figure 5-1 Structure Model Segment Rings (Beam -Spring Model) 67
Figure 5-2 SAP2000 Model Layout 67
Figure 5-3 Standard Polar Coordinates 68
Figure 5-4 Schematic Views of Segment Arrangement 69
Figure 5-5 Ground Interaction/Subgrade Reaction Model (after Figure 5.6.1 of DSRSC-ST) 70
Figure 5-6 Rotational Spring and load eccentricity ratio relationship 72
Figure 6-1 Axial, Shear Force, and Bending Moment Diagrams of WBT, Section B-B, Low Groundwater Level 87
Figure 6-2 Axial, Shear Force, and Bending Moment Diagrams of EBT, Section B-B, Low Groundwater Level 96
Figure 6-3 Evaluation of Reinforced Concrete Resistance with the Aid of M-N Diagram and the Critical Sectional Forces 98
Figure 7-1 Positive Bending Case 100
Figure 7-2 Negative Bending Case 100
Figure 7-3 N-M interaction chart for EBT, fck = 48MPa concrete 101
Figure 7-4 N-M interaction chart for WBT, fck = 48MPa concrete 101
Figure 7-5 Sample of Shear Capacity Checking for Section B-B WBT from Appendix K 102
Figure 7-6 Radial joint of segments stress check 103
Figure 7-7 Sample of Crack Width Checking for Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level. 104
Figure 8-1 Secondary Grout Pressure Cases ‘a’ and ‘b’ in SAP2000 model. 109
Figure 8-2 TBM Tail Brush Pressure 110
Figure 8-3 TBM Tail Brush Pressure N-M interaction chart (self weight case) 111
Figure 8-4 Insertion angle on segment inserted in Longitudinal Direction and Push-out (Sliding) scenario 111
Figure 10-1 Circumferential Joint of Rings 114
Figure 10-2 Typical details of sealing strip 116
Figure 10-3 Radial and Circumferential Joint Dimensions 117
Figure 10-4 Flow Chart for the Design of Sealing Strip 118
Figure 10-5 Relation between compression percentage and compression stress of sealing strip (from the Catalog of Manufacturer) 119
Figure 10-6 Shape and size of sealing strip 120
Figure 10-7 Effective width of sealing strip 121
Figure 10-8 Product Aquaquell Sealer (water-swelling sealing strip) Shape 123
Figure 11-1 Longitudinal geological section of the TBM tunnel 124
Figure 11-2 D_{50} particle size plot with depth 125
Figure 11-3 Liquefiable layers identified along tunnel alignment within alluvium sand 1 layer 126
Figure 11-4 Design principle of seismic design in transverse direction 129
Figure 11-5 Design Shear Velocity vs. Depth in Borehole U-160 (based on DSRSC-SD) 130
Figure 11-6 Ground response displacement applied to tunnel model 130
Figure 11-7 Determination of maximum relative displacements, equivalent loads and shear forces (EBT, Section BB) 131
Figure 11-8 N-M Interaction Chart, EBT Seismic load combinations 132
Figure 11-9 Longitudinal seismic analysis of tunnel 133
Figure 11-10 Combination of forces by horizontal and vertical actions 136
Figure 11-11 Selected sections for analyses 138

LIST OF TABLES

Table 1-1 Abbreviation of Terms 9
Table 1-2 General Conditions of Tunnel 10
Table 1-3 TBM Lining Design Criteria (No Secondary Lining) 11
Table 1-4 Lining Arrangement Calculation 18
Table 1-5 Precast Concrete Properties (after DSRSC-ST, JRTRI) 23
Table 1-6 Reinforcement Steel Properties (after DSRSC-ST, JRTRI) 23
Table 1-7 Bolt Characteristic Properties (after DSRSC-ST, JRTRI) 23
Table 1-8 Nominal Standard for Material Factor 24
Table 1-9 Nominal Standard for Member Factor - Concrete Segment 24
Table 1-10 Nominal Standard for Load Factor - Concrete Segment 24
Table 1-11 Nominal Standard for Structure Factor and Structural Analysis Factor 24
Table 2-1 TBM Tunnel – Risk Assessment 27
Table 3-1 Critical sections A-A, B-B and C-C Summary 30
Table 3-2 Selection of Critical Sections for Detailed Structural Analyses. 31
Table 3-3 Reference Bore Hole for TBM Launching Shaft 33
Table 3-4 Recommended parameters for soil at Ba Son Station and Opera House Station 34
Table 3-5 Loads considered in the tunnel lining design 35
Table 3-6 Load Combination and Load Factor for Full Overburden Pressure Tunnel 36
Table 3-7 Load Combination and Load Factor for Loosening Earth Pressure Tunnel 37
Table 3-8 Load Combination and Load Factor for Segment Handling and Joint Checking 38
Table 3-9 Load Summary of Dead Load and Superimposed Load 38
Table 3-10 Design Ground Water Level for the Upper Aquifer for the project of HCMC Metro (CP-1b) 39
Table 3-11 Evaluation Strength Constants Soil Used to Calculate Loosening Earth Pressure 40
Table 3-12 The coefficient of lateral earth pressure λ 41
Table 4-1 Summary of the Analysis Outcomes using FEM (Plaxis) Study on Soil Arching and Earth Pressure Distribution 45
Table 4-2 Summary of the Figures (Interpretations) and Key Findings of the FEM (Plaxis) Study on Soil Arching and Earth Pressure Distribution 46
Table 4-3 East Bound Tunnel (EBT) Basic Design Loads 50
Table 4-4 West Bound Tunnel (WBT) Basic Design Loads 51
Table 4-5 Selected Cross-Sections 57
Table 4-6 Min/Max Face Pressures 57
Table 4-7 Equivalent Stiffness Values 57
Table 4-8 Face Pressure of WBT at Different Tunnel Chainage 58
Table 4-9 Comparison of Effective Normal Stress between Stages 3 and 4a 60
Table 5-1 Value of Soil Reaction Coefficient × Tunnel Radius in the Full Circumference Spring Model (in 10^3 kN/m^2) (after Table 5.6.1 of DSRSC-ST) 70
Table 5-2 Value of Soil Spring (in m x10^3 kN/m^2) 71
Table 5-3 Rotational Spring Model A 71
Table 5-4 Rotational Spring and Load Eccentricity Ratio (indicative) 72
Table 5-5 Converged Rotational Spring Values for Structural Analyses 73
Table 6-1 “Full Shear” Summary of Member Forces of Segmental Lining (ULS Case – Permanent load combinations) 75
Table 6-2 “Full Shear” Summary of Member Forces of Segmental Lining (ULS Case – Temporary load combinations) 76
Table 6-3 “No Shear Springs” Summary of Member Forces of Segmental Lining (ULS Case – Permanent load combinations) 76
Table 6-4 “No Shear Springs” Summary of Member Forces of Segmental Lining (ULS Case – Temporary load combinations) 77
Table 6-5 “Full Shear” Summary of Member Forces of Segmental Lining (SLS Case) 77
Table 6-6 “No Shear Springs” Summary of Member Forces of Segmental Lining (SLS Case) 78
Table 6-7 Self weight Model Summary of member Forces of Segmental Lining (dead load only) 78
Table 6-8 Critical (Negative and Positive) Bending Moments and Related Axial Forces of EBT and WBT 97

Table 6-9 Design Value of Critical (Negative and Positive) Bending Moments and Related Axial Forces of EBT and WBT (Calculated as Sectional Forces × Structural Factor × Structural Analysis Factor) 97
Table 6-10 Summary for Segment Flexural/Axial Reinforcement Arrangement 97
Table 6-11 Case B (No Shear Spring) Deflection Envelopes of Tunnel Lining (All SLS Cases)* 99
Table 7-1 Second moment of area values for different sections 101
Table 7-2 Summary for Segment Flexural/Axial Reinforcement Arrangement 102
Table 7-3 Bending Moment Axial Force Interaction Diagram – Positive Bending- T-Section 102
Table 7-4 Bending Moment Axial Force Interaction Diagram – Negative Bending - T-Section 102
Table 7-5 Shear Reinforcement - 1074mm Reduced Section 102
Table 7-6 Radial Joint Check Results 103
Table 7-7 Bolt Capacity – Ring Joint 105
Table 7-8 Bolt Capacity – Segment Joint 105
Table 7-9 Concrete Shear Capacity Check at Ring Joint* 106
Table 7-10 Concrete Shear Capacity Check at Segment Joint* 106
Table 7-11 Concrete Shear Capacity Check at Ring Joint (Self Weight case) 106
Table 7-12 Lining Segment Shear Capacity at Segment Joint (Self Weight case) 106
Table 7-13 Concrete Shear Capacity Check at Ring Joint (Key Segment Sliding force only) 106
Table 8-1 Circumferential Joint Jack Force Thrust Check 107
Table 8-2 Secondary Grouting Analysis Results 109
Table 8-3 Bending and Shear Check of Concrete Cover at Erector Hole Area 109
Table 8-4 K-Segment stability during installation – Single Bolt Resistance against Sliding 112
Table 8-5 K-Segment stability during installation – Friction Resistance against Sliding 112
Table 9-1 Floatation Calculation Summary 113
Table 10-1 Circumferential Joint Check 114
Table 10-2 Concrete Shear Capacity Check (Appendix M5) 114
Table 10-3 Segment Demolding Check (Appendix P1) 115
Table 10-4 Segment Stacking Check (Appendix P2) 115
Table 10-5 Lifting Socket Check (Appendix P3) 115
Table 10-6 Segment Capacity due to Lifting (Appendix P3) 115
Table 10-7 Relation between sealing strip and cross section area 120
Table 10-8 Compression stress of sealing strip 121
Table 10-9 Sealing Capability against offset summary 122
Table 10-10 Sealing Strip Design Summary 123
Table 11-1 FL – PL calculation for Borehole U-160 127
Table 11-2 Design Values of Axial Force-Bending Moment Interaction Points in Seismic Load Combinations 132
Table 11-3 Summary of longitudinal seismic checking at Borehole U-160 (liquefaction section) 139
Table 11-4 Summary of longitudinal seismic checking at Borehole U-140 (tunnel/station interface) 139
Table 11-5 Summary of longitudinal seismic checking at Borehole U-180 (tunnel/station interface) 139
Table 11-6 Joint extension of longitudinal seismic checking at U-160 (liquefaction section) 140
Table 11-7 Joint extension of longitudinal seismic checking at U-140 (tunnel/station interface) 140
Table 11-8 Joint extension of longitudinal seismic checking at U-180 (tunnel/station interface) 140

1. GENERAL

The "Bored Tunnel Design Report" includes detailed design for Bored Tunnel in accordance with the Outline Design Specification and other related parameters adopted by AECOM Pte. Ltd for the design of permanent works for Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project (Line1) - Contract Package (CP) 1b bored tunnels. This report covers permanent tunnel lining design of Bored Tunnels together with its temporary effects during construction. Abbreviation of terms considered in this design of Bored Tunnel is listed in Table 1-1.

Twin bored tunnels under this contract commences from Chainage 0+805 (end of Opera House station) to Chainage 1+586 (start of Ba Son station). The total length of each tunnel is 781m. The stacked tunnels commencing from Opera House station transits to a twin tunnels at same level nearing the Ba Son station.

The maximum and minimum overburden is 22.3m and 8.7m, respectively. The topographic survey report is presented in **Appendix T** of the report.

The segmental tunnel lining drawings and track alignment drawings are presented in **Appendix A**. The geological profiles at Chainage CH0+860, CH0+980 and CH0+1400 are attached in **Appendix B** for information purpose.

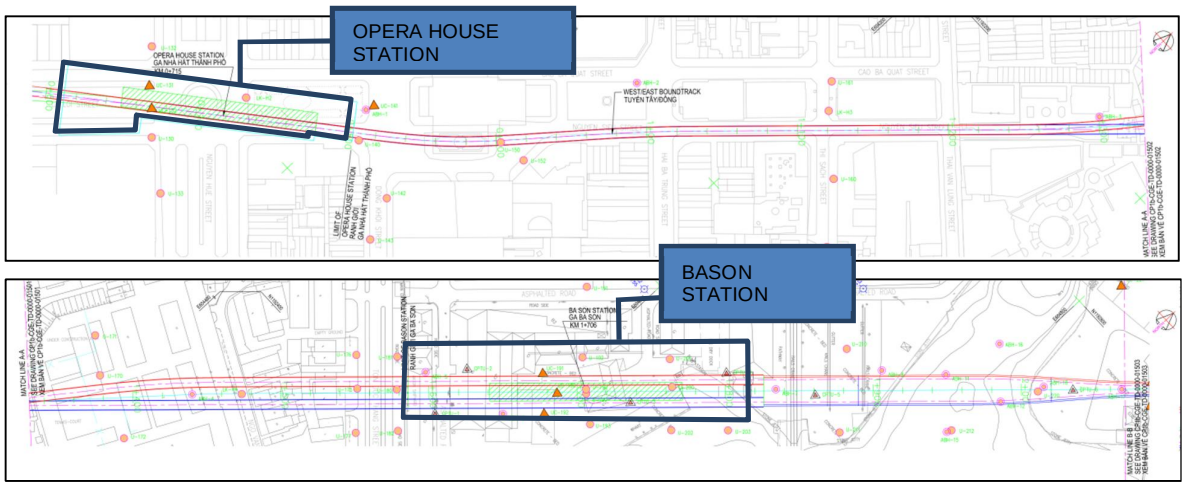


Figure 1-1 Layout Plan for the Bored Tunnel from KM 0+600 to KM 2+080

Table 1-1 Abbreviation of Terms

Abbreviation	Definition
ERQ	Employer's Requirements
DSRSC-ST	Design Standards for Railway Structures and Commentary-Shield Tunnel – by Japan Railway Technical Research Institute (JRTRI), 2002
JSCE-ST	Standard Specifications for Tunneling – 2006: Shield Tunnels
JSCE-CS	Standard Specifications for Concrete Structures – 2007
TBM	Tunnel Boring Machine

1.1 Standards and Codes

All design work complies with the appropriate current Japanese codes. The prevailing document for the design principles is the Contract Document, Standards, Codes of Practice or relevant statutory regulations, principally Contract Document Vol.4 Outline Design Specification for Contract Package-1b (CP1b). The prevailing documents are the Standards and Codes listed below in order of highest to lowest priority:

- Design Standards for Railway Structures and Commentary-Shield Tunnel (DSRSC-ST) – by Japan Railway Technical Research Institute (JRTRI), 2002.
- Standard Specifications for Tunneling (JSCE), 2006: Shield Tunnels.
- "Standard Specifications for Concrete Structures – Design", No. 15 of Guidelines for Concrete by Japan Society of Civil Engineers (JSCE), 2007.

Any other relevant codes of practice shall be referenced when necessary.

1.2 Segment Structure Conditions

Twin bored tunnels under this contract commence from Chainage 0+805 (end of Opera House station) to Chainage 1+586 (start of Bason station). The total length of each tunnel is 781m. The existing ground level is relatively flat, ranging from 1.7 m E.L. to 2.4 m E.L.. Twin tunnel bores at similar elevation will commence from Bason Station and transition to a stacked profile before ending at Opera House station. The maximum and minimum overburden is 22.3 m and 8.7 m, respectively. Details of the proposed structures are presented in Table 1-2.

Table 1-2 General Conditions of Tunnel

Item	Description	West Bound (WBT)	East Bound (EBT)
Main Design Conditions	Tunnel Type	TBM Bored Tunnel (details given in Table 1-3)	
	Single or Double Track?	Single Track (Upper Track)	Single Track (Lower Track)
	Length (m)	780	780
	Soil Cover (m)	9.0 ~ 8.7	22.3 ~ 8.7
	Min. Radius (m) and Max. Gradient	Curved track R = 350 m, CANT = 100 mm	
Tunnel Location and Limitations	Land condition at tunnel location	Road and Buildings	
	Road type	City roads and streets	
	Utilities	Refer to the Utilities Subsidence Report	
Geological conditions	Soil condition above tunnel	Alluvium fill, clay and sand	
	Soil condition at tunnel section	Alluvium sand	
	GWL	+3.12 m EL (flood, 300 yrs. return period Ground Surface (high water level) -1.93 m EL (low groundwater level)	
Site Constraints, Limitations	Foundation of Buildings	Refer to **Appendix D**.	
Environmental Conditions	Settlement Limitations	10 mm for Opera House, 20 mm for Other Structures Refer to DOC/1B/T/BTN/GEO/DR/3100/-	

Table 1-3 TBM Lining Design Criteria (No Secondary Lining)

Tunnel Type		Bored Tunnel
Tunnel length (m)		780 m x 2 Tunnels
Segment Lining	Type	5 standard length segments plus 1 key segment.
	Outer Diameter	6.65 m
	Inner Diameter	6.05 m
	Thickness	0.3 m
	Lining Width	1.2 m
	Min. Concrete Cover	40 mm
	Segment Joints	2 curved bolts per segment joint; and 2 hydrophilic water sealing.
	Ring Joint (Longitudinal Direction)	16 curved bolts per ring; 2 hydrophilic water sealing; and 1 concrete key-lock along the joint.
Structural Analysis Model		Two-Beam-Ring Model in accordance with DSRSC-ST.
Design methodology		Limit state design (Ultimate limit state, and serviceability limit state based design)

The proposed tunnel segment lining has an internal diameter of 6.05 m and a thickness of 300 mm. The 1200-mm wide segmental lining system is a 5+1 system, which consists of 3 regular, 2 counter key and 1 key segments. For segment type, RC Segment is selected by the contractor due to various advantages.

The tunnel internal diameter of 6050 mm is defined by outline design specifications with allowance for various tolerances. The lining thickness of 300 mm is adopted to satisfy the structural requirement to resist external loads on the lining. In order to facilitate negotiation of vertical and horizontal curves, the segmental lining ring will be tapered in width. A combination of Left Hand Taper Ring and Right Hand Taper Ring will be rotated to make the taper act in the direction to produce the design alignment of the tunnels and to correct deviations from the proposed alignment. The proposed taper amount is 38 mm (see Section 1.4) which can cater for 350 m radius of curvature. In addition, straight ring will use for straight portion alignment.

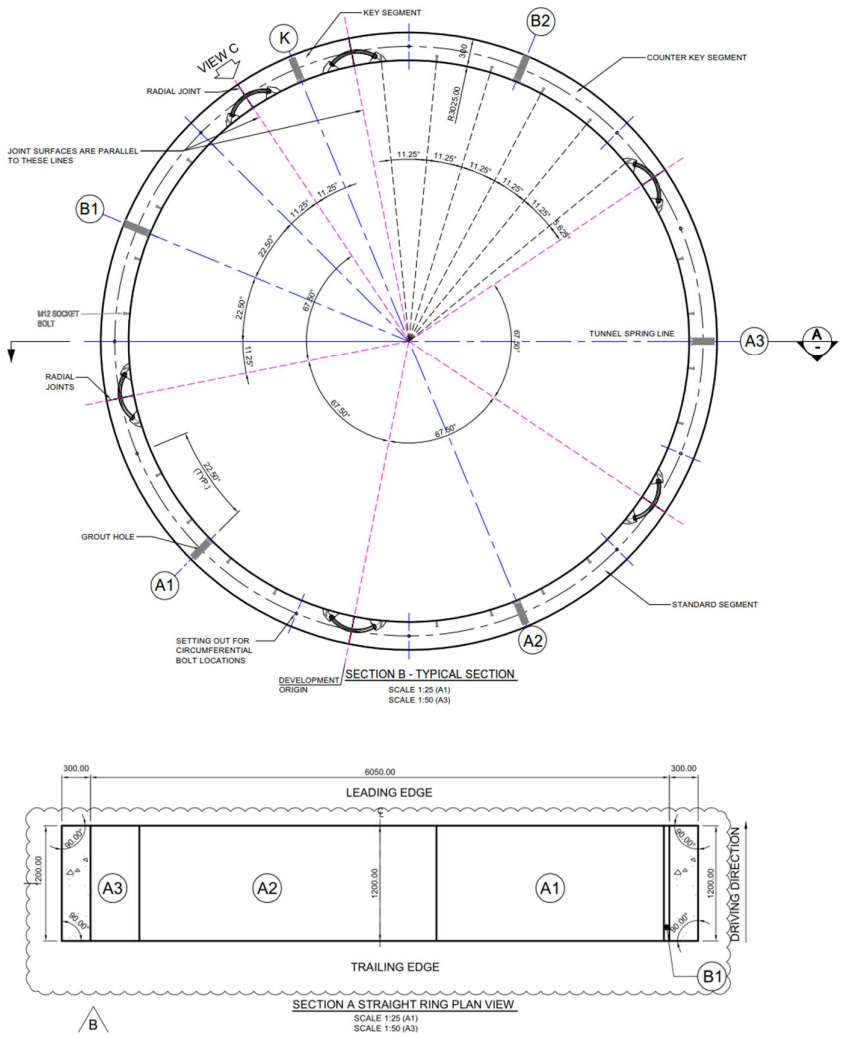


Figure 1-2 Segment Lining Configuration

For design purpose, flat face joints are assumed at radial joint of segments, and flat face joints with key lock are considered at circumferential ring joints. Two curve bolts at each radial joint between segments within a tunnel ring per joint will be provided. Circumferential connections between rings consist of bolts at 22.5 degrees intervals. Each segment has three circumferential bolts except for the key segment, which has one bolt.

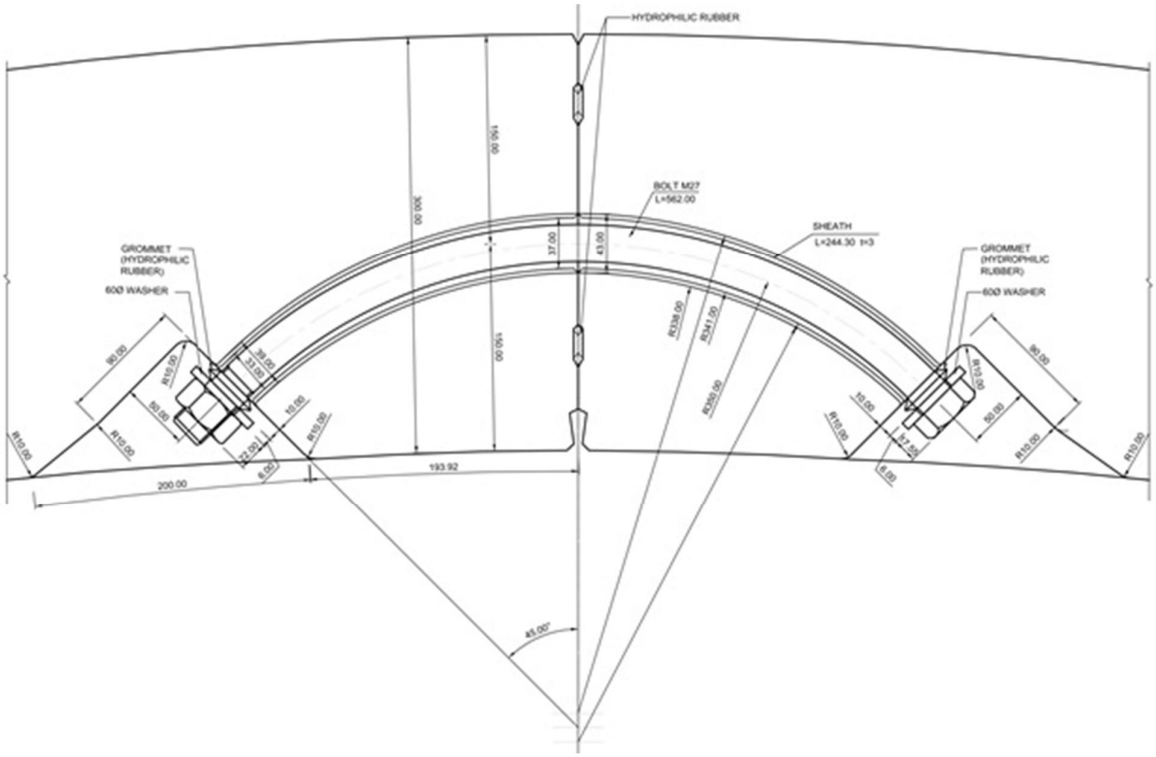


Figure 1-3 Radial Joint connections

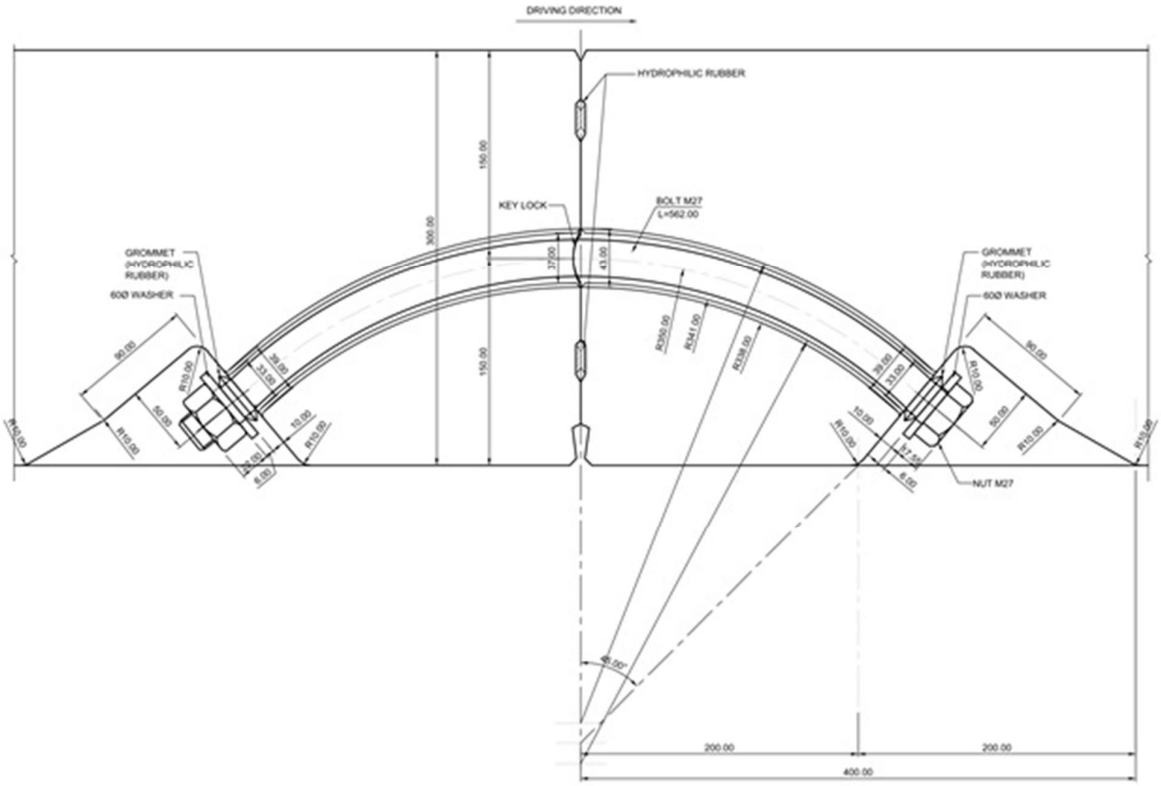


Figure 1-4 Circumferential Joint connections

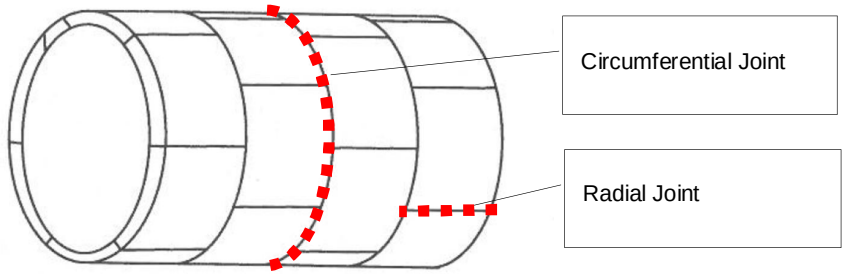


Figure 1-5 3D Illustration of Joint Connections

Hydrophilic rubber will be provided both sides of the segment to ensure water tightness (see Figure 1-6). Key-lock will be provided along circumferential joints as shown in the figure below. All segments are cast with caulking grooves on the circumferential and longitudinal sides to meet the requirements of the sealing system.

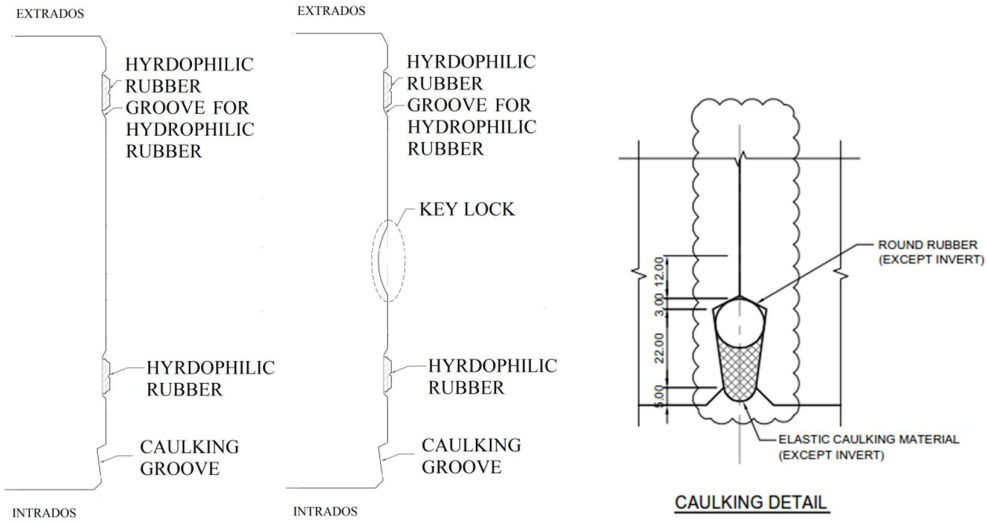


Figure 1-6 Radial Joint of Segment (Left) and Circumferential Joint of Ring (Right) Details

The detailed checking of the structure gauge & alignment resolution refers to report no. DOC/1B/T/GNL/DES/DR/0300 as provided in **Appendix U**. The tunnel diameter considers the inner dimensions of the structural gauge (Figure 1-8).

The tunnel shall comprise two separate rail tubes, each for one rail track. Each rail track shall be capable of operation in either direction in case of emergency, maintenance. Details of the required structure gauge and emergency walkway together with necessary spacing for E&M equipment are shown on Employer`s tender drawings (drawing nos. 1/GW/2007 (1/2 and 2/2), 1/GW/2008). In addition, necessary tolerances are checked in accordance with Design Specification and DSRSC-ST. The structure meets all the as-built tolerances found in the code found in clause 9.9.12 Vol.4 Outline Design Specification for Contract Package-1b. In general the as-built segmental lining shaft or tunnel shall conform to the tolerances noted below. The Contractor may propose alternative tolerances as part of his design submission.

(1) The as-built position of the internal profile of segmental lining tunnels shall not depart from their design position by more than 75 mm.

(2) The internal profile of any ring of shield-driven tunnels shall not deviate from the true circle by more than ±25 mm. That is, any internal diameter of the as-built ring shall not differ from the design internal diameter by more than ±50 mm.

(3) The plane of the leading face of each ring, including a taper ring, shall not depart at any point from the plane surface by more than ±6 mm.

(4) Steps between abutting segments shall not be greater than ±5 mm.

(5) The roll of adjacent circle joint bolt holes shall not be greater than ±5 mm; the maximum total allowable bolt hole roll of any ring is ±40 mm from the design position.

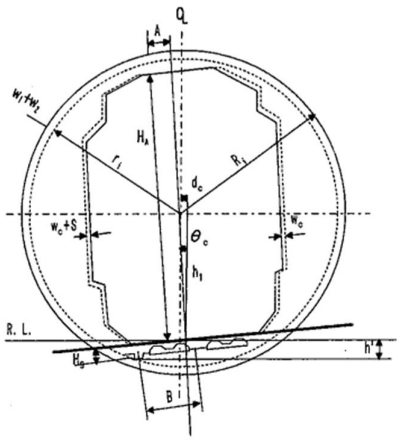


Figure 1-7 Structure Gauge and Tolerance Concept in DSRSC-ST

For East and West Bounds, minimum horizontal circular curve radius is 350m. The related structure gauge cross sections for straight and curve alignment is given below in Figure 1-8 to Figure 1-13.

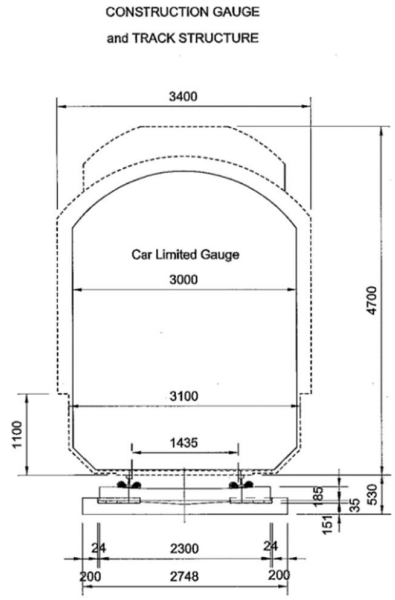


Figure 1-8 Construction Gauge and Track Structure Dimensions

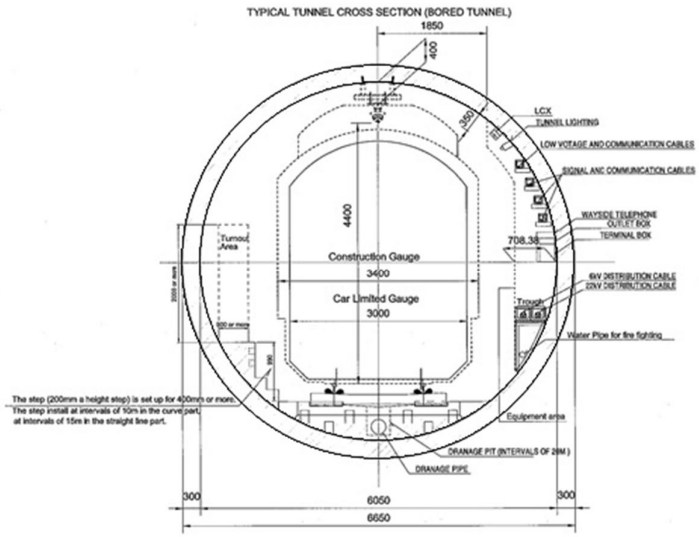


Figure 1-9 Typical Tunnel Cross Sections (Bored Tunnel) – Straight Section

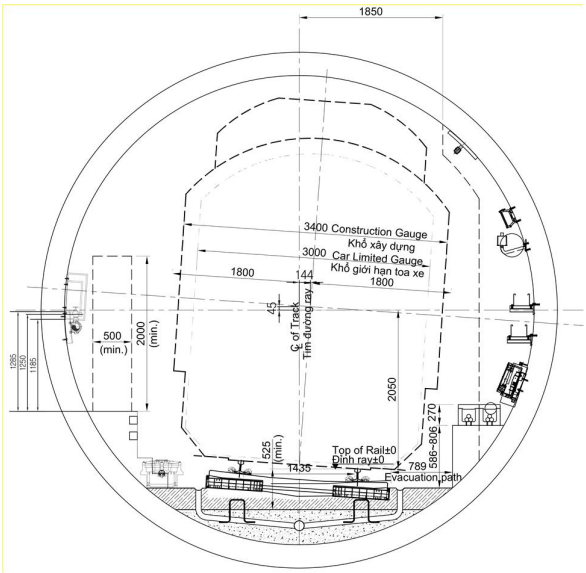


Figure 1-10 Typical Tunnel Cross Sections (Bored Tunnel) – East Boundtrack

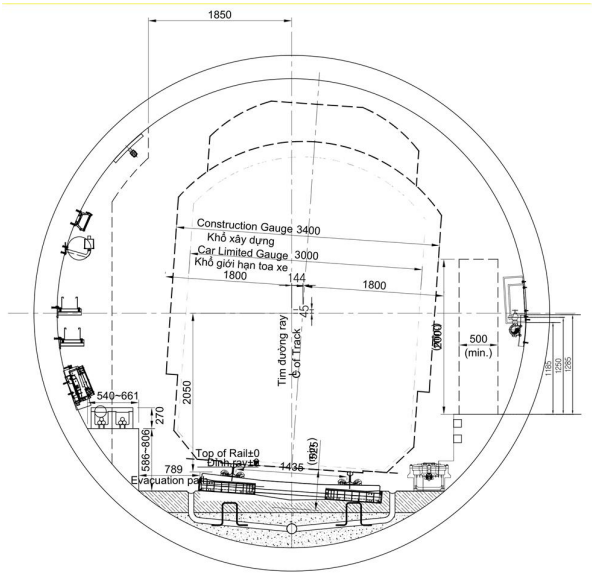


Figure 1-11 Typical Tunnel Cross Sections (Bored Tunnel) – West Boundtrack

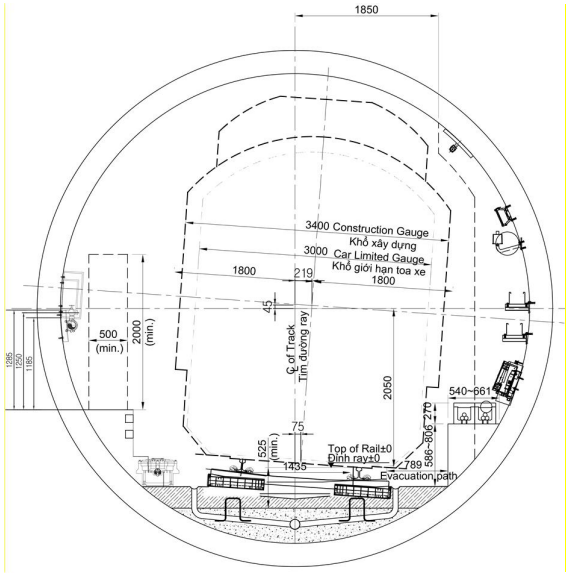


Figure 1-12 Typical Tunnel Cross Sections (East Bountrack) (Curve Track : R=350m (Displacement 75mm))

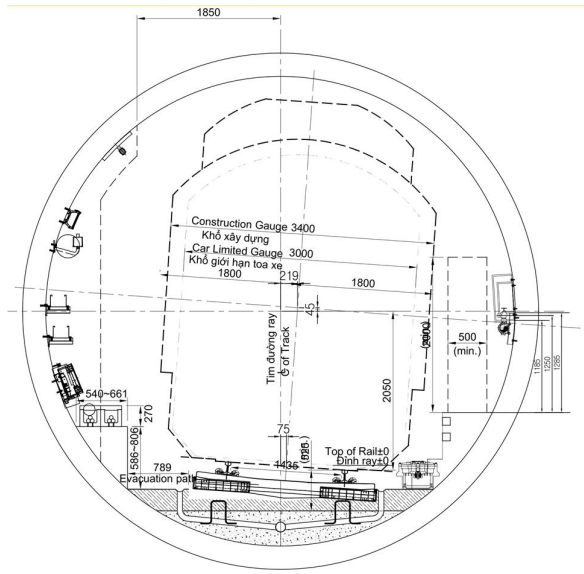


Figure 1-13 Typical Tunnel Cross Sections (West Bountrack) (Curve Track : R=350m (Displacement 75mm))

As it can be seen from above cross sections, tunnel inner dimensions accommodate required E&M and walkway. The tunnel diameter considers the inner dimensions of the structural gauge (Figure 1-8); for further details please see **Appendix U**. According to the tunnel alignment, the maximum taper amount is calculated based on the minimum turning radius of 350 m as shown below. Therefore, the radii at outer and inner edge are 353.325m and 346.675m respectively.

The taper amount calculation is in the table below and illustrated inTable 1-4.

Table 1-4 Lining Arrangement Calculation

Type	Nos. of Ring	Length per Ring	Total Length
	(Nos.)	(m)	(m)
Taper	2	1.2	2.4
Straight	1	1.2	1.2
Total	3	1.2	3.6

Location	Radius	Arc Length	θ
	(m)	(m)	(deg.)
At Inner Edge	346.675	3.5658	0.58933
Centerline	350.000	3.6000	0.58933
At Outer Edge	353.325	3.6342	0.58933

Total Length difference:

(Arc Length at outer edge – Arc Length at Inner Edge)

= 3.6342 m - 3.5658 m

= 68.4 mm (for 2 nos. of taper ring and 1 straight ring)

Hence, Minmium Taper = (Arc Length $_{\text{at outer edge}}$ – Arc Length $_{\text{at Inner Edge}}$) / 2 taper ring = 68.4 / 2 = 34.2 mm.

According to above calculations, the minimum taper length is 34.2 mm. On the safe side, 38 mm is adopted in this design report. The taper lining arrangement is shown in Figure 1-3 below.

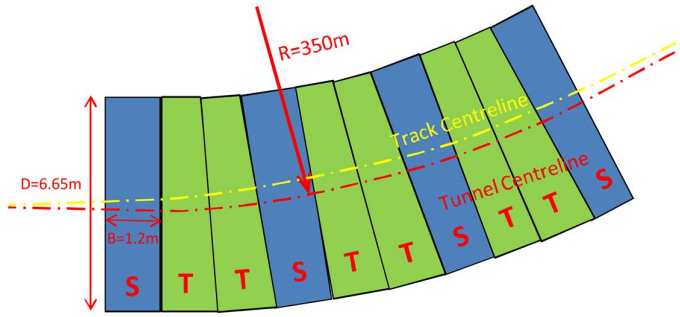


Figure 1-14 Taper lining arragement

Regarding for the curved section where R=350m, there will be an offset between design centerline and actual segment (tunnel) centerline. The offset amount is shown in below Figure 1-15.

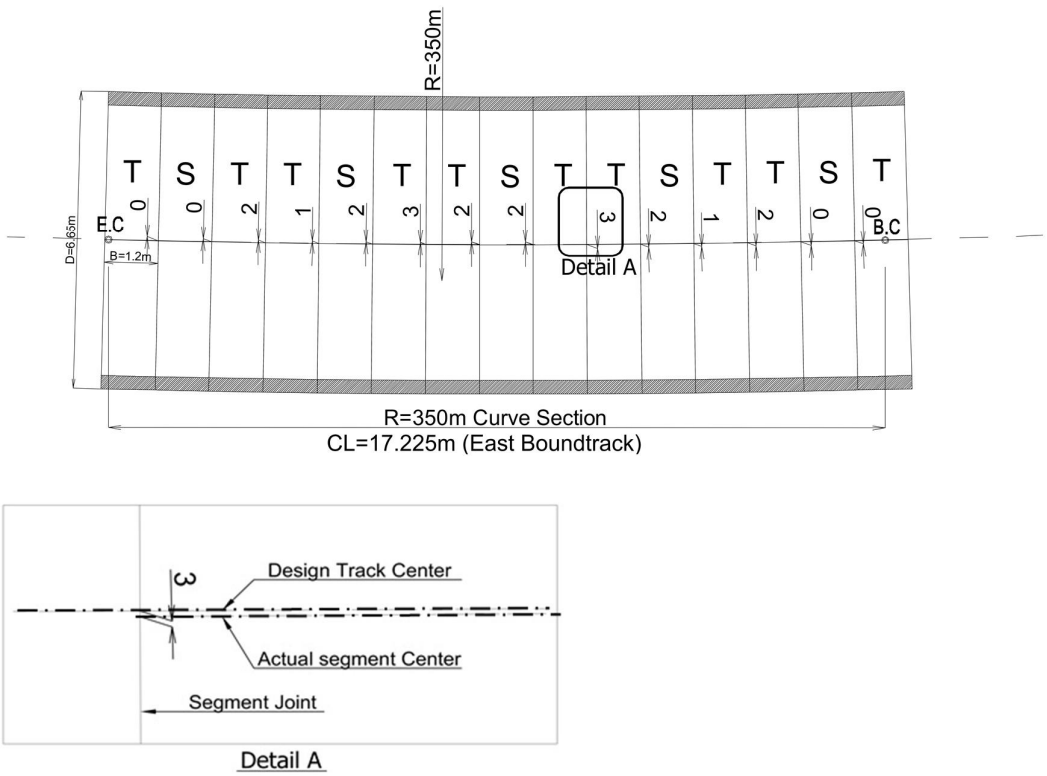


Figure 1-15 Offset between design centerline and actual segment centerline (R=350m)

Within 18m Curved section, maximum calculated offset value is 3mm as shown above.

Accordingly, structure gauge of the tunnel is checked at this R=350m curved section. Where the cant is 100mm, tunnel structure and tunnel inner installation, E&M and structure gauge are shown in Figure 1-16.

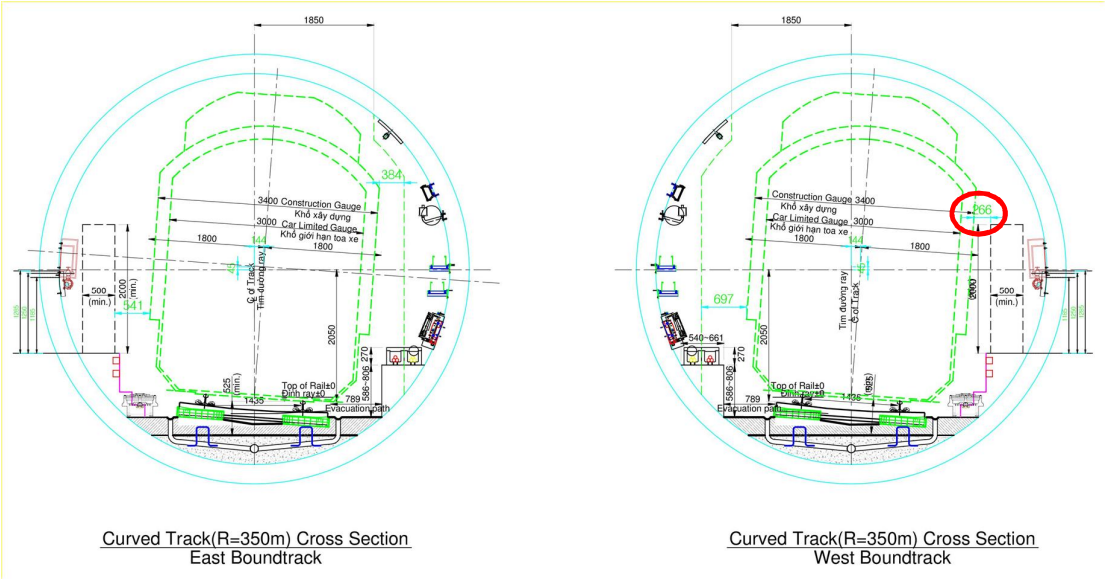


Figure 1-16 Tunnel structure and tunnel inner installation, E&M and structure gauge (Cant = 100mm)

As confirmed by the above checks, wayside equipment area and structure gauge are not encroaching. The tolerance remains approx. 266mm which is more than the structure tolerance value of 75mm.

1.3 Specific Design Issues

Different conditions during the lifetime of the segments are considered in this design: production and transportation, Key-segment installation, etc. Accordingly, calculations have been carried out to ensure safe and robust design. Details can be found in relevant Chapters and in the Appendices. Some stages, from production to installation, are listed below.

i. Direction of Key Segment installation

In order to have more robust design and construction, Key Segment installation is selected in the longitudinal direction as shown below (b). Japanese codes mention that if the Key segment is not installed in the radial direction or if segment is not consisting of thin skin plate, backfill grouting pressure is not considered to be critical. However, to be on the safe side necessary calculations have been conducted. Furthermore, limit state related to the push-out of the key-segment has been evaluated. The angle of the key-segment has been chosen based on common practice and according to the range given in the code.

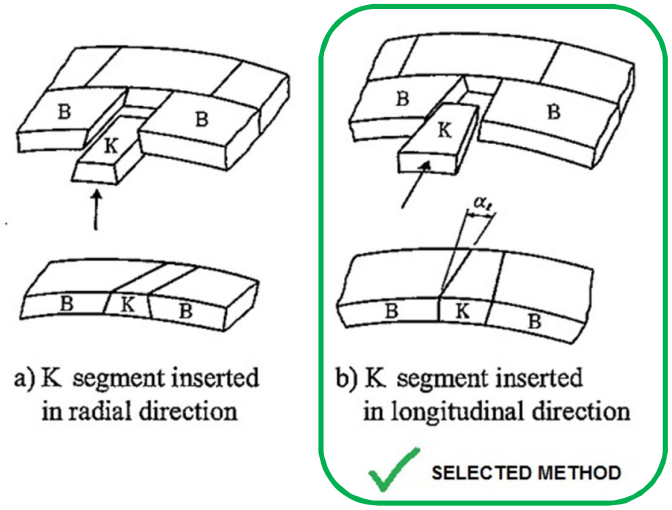


Figure 1-17 K-Segment Installation Direction

ii. Increasing Watertightness

Considering the ground conditions, GWL and long-term land subsidence which is expected in HCM city (although the reference reports show that District-1, project location is one of the most stable areas in HCM), two layers of hydrophilic seals were provided on the segment faces as shown below.

In Japanese codes, two layer segment seal is considered as additional (backup) measure to increase watertightness for specific projects where tunnel diameter is large and/or under high water pressure, etc.

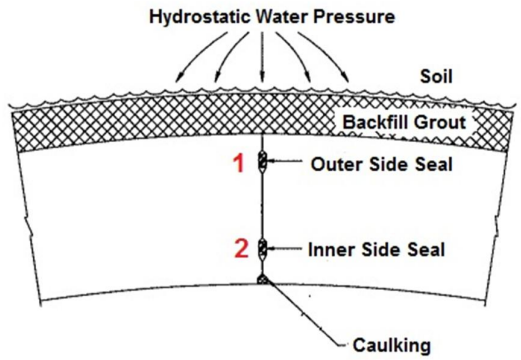


Figure 1-18 Sealing arrangement for watertightness

In order to be on the safe side, one seal was considered in the watertightness calculations.

iii. Provision of Key-Lock between the rings

Key-Lock is adopted between the rings to enable position adjustment during installation of segments and help to transfer shear to some degree. According to the DSRSC-ST, the shear spring is provided to imitate the interaction between adjacent rings. The relative displacement in the radial direction of adjoining rings is absorbed mainly by bolts and friction between the tunnel rings. Structural analysis (evaluation of shear capacity) has been carried out based on relevant code; the shear spring parameter has been calculated according to DSRCS.

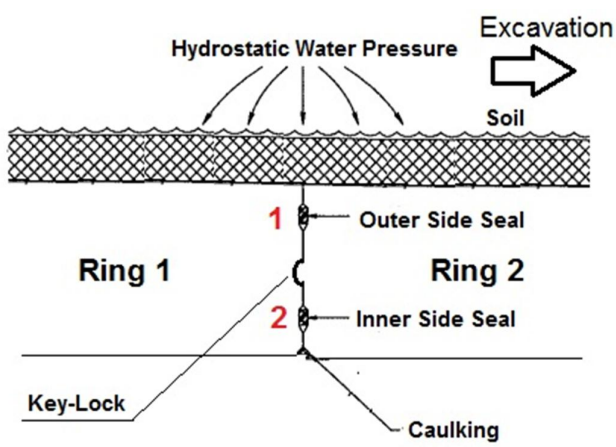


Figure 1-19 Sealing arrangement for watertightness with key-lock

1.4 Materials

The tunnel lining segment is made with precast reinforced concrete. The concrete properties are given in Table 1-5, the bar reinforcement properties are detailed in Table 1-6, Table 1-7 concludes material properties of the bolts applied in this design.

1.3.1 Precast Concrete

Table 1-5 Precast Concrete Properties (after DSRSC-ST, JRTRI)

Property	Requirement
Density γ_c	26 kN/m^3
Modulus of elasticity of concrete E_c	39 kN/mm²
Poisson's ratio ν	0.17
Characteristic strength of concrete f_{ck}	48 N/mm²

1.3.2 Bar Reinforcement

Table 1-6 Reinforcement Steel Properties (after DSRSC-ST, JRTRI)

Property	Requirement
Density γ_s	7850 kg/m^3
Yield strength f_y	390 N/mm²
Modulus of elasticity E_s	210 kN/mm²

1.3.3 Bolts

Table 1-7 Bolt Characteristic Properties (after DSRSC-ST, JRTRI)

Property	Requirement
Radial & Circumferential Bolts Grade	Grade 8.8, M27
Tensile yield strength f_{yk}	660 N/mm^2
Shearing yield strength f_{vyk}	380 N/mm^2

1.5 Design Safety Factors

The design safety factors are given in *Volume 4 – Outline Design Specifications, Contract Package-1B: Civil, Underground Section from KM 0+615 to KM2+360, Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project*. All design factors given in Table 1-8 to Table 1-11 are after the recommendation of Design Specifications (Vol. 4).

Table 1-8 Nominal Standard for Material Factor

(after Vol.4 Outline Design Specification for CP1b Appendix 1)

Limit state	Material Factor			
	Concrete		Reinforcement Bar	Bolts
	Segment	Cast In Place		
ULS	1.2	1.3	1.0	1.05
SLS	1.0	1.0	1.0	1.0

Table 1-9 Nominal Standard for Member Factor - Concrete Segment

(after Vol.4 Outline Design Specification for CP1b Appendix 1)

Limit State	Member factor					
	Main Part			Segment Joint	Ring Joint	Hanging Metal Fittings
	Bending	Compression	Shear			
ULS	1.1	1.3	1.3	1.1	1.15	1.3
SLS	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Table 1-10 Nominal Standard for Load Factor - Concrete Segment

(after Vol.4 Outline Design Specification for CP1b Appendix 1)

Limit State	Load		Earth Pressure				
	Surcharge	Dead Load	Loosening Pressure	Full Overburden Pressure	Coefficient of Lateral Earth Pressure	Water Pressure	Soil Reaction Coefficient
ULS	1.1	1.0	1.3	1.05	0.9	0.9	0.9
SLS	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Table 1-11 Nominal Standard for Structure Factor and Structural Analysis Factor

(after Vol.4 Outline Design Specification for CP1b Appendix 1)

Limit State	Structure Factor	Structural Analysis Factor
ULS	1.3	1.1
SLS	1.0	1.0

The definition and design principle of linear, and non-linear analyses are summarized in Figure 1-20 (after JSCE –CS 2007, Figure C4.5.2), and Figure 1-21 (JSCE-CS 2007, Figure C4.5.3), respectively.

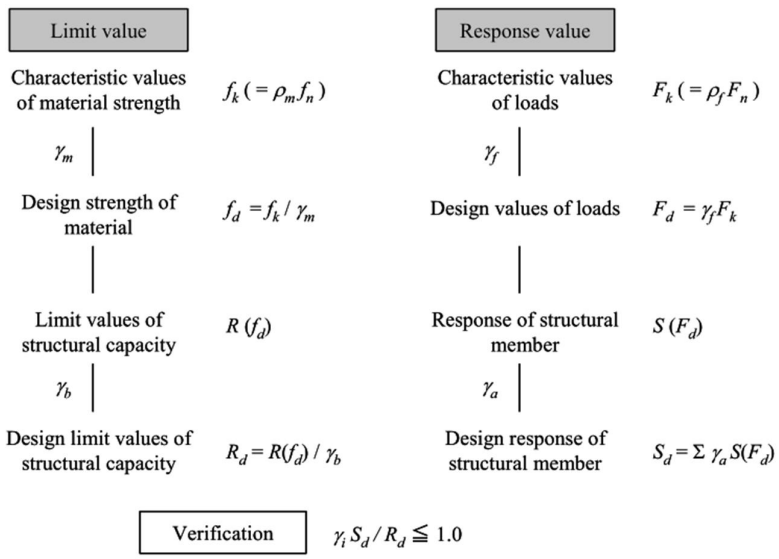


Figure 1-20 Design Principle and Safety Factors for Linear Analysis (after JSCE-CS 2007).

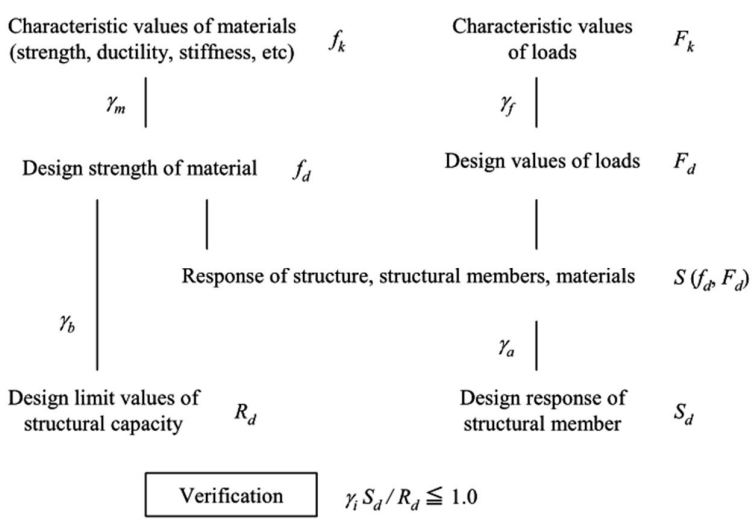


Figure 1-21 Design Principle and Safety Factors for Non-linear Analysis (after JSCE-CS 2007).

The calculations using linear and non-linear for checking the structural capacities of different structural members are given in **Appendix K, M** and **P**.

1.6 Segment Design Procedure

According to the DSRSC-ST, segmental lining work shall not only ensure safety for the service life of the tunnel, it also has to ensure safety against temporary situations during the construction period.

The Segment Design Procedure is shown in Figure 1-22.

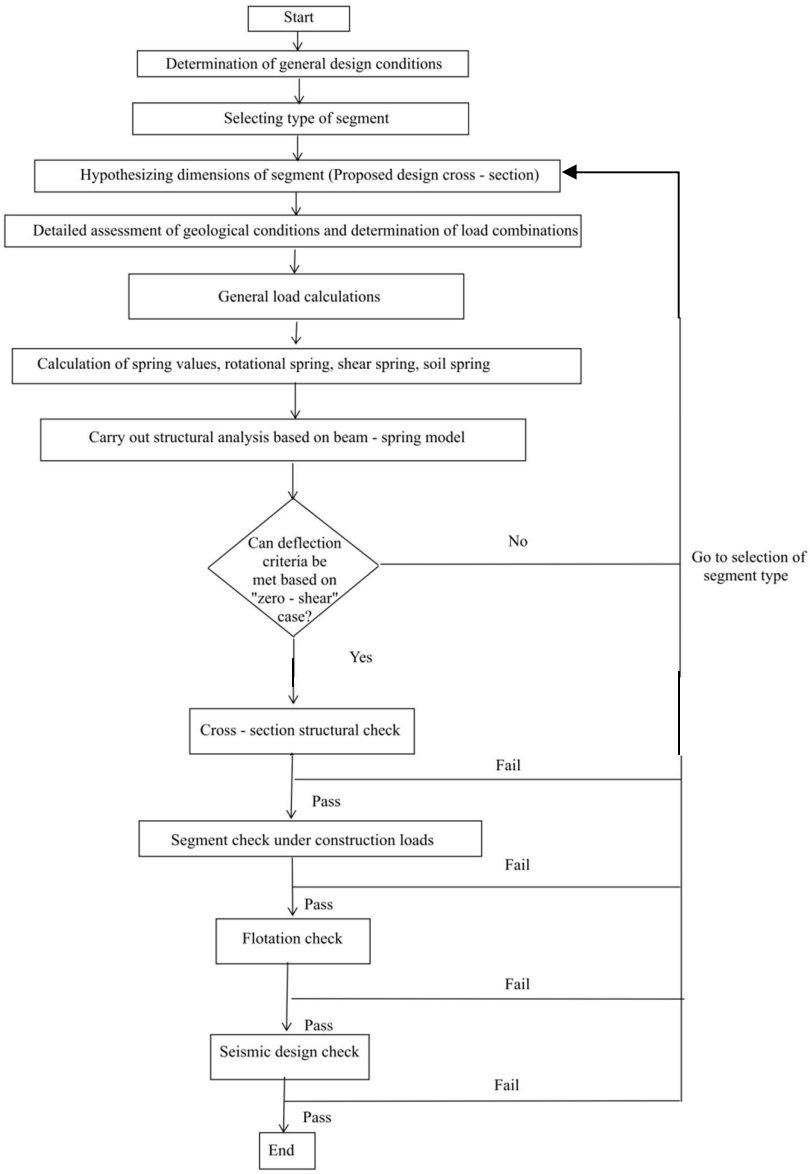


Figure 1-22 Segment Design Procedure

2. RISK ASSESSMENT

2.1 Assessment of Some of the Project-specific Design Conditions and Adopted Mitigation Measures for TBM Lining Design Considering Design Life Cycle

During design of bored tunnel segment lining, design criteria and assumptions are determined by referring to project-specific conditions and the relevant codes. In order to have robust and safe design, some design items are further assessed and associated risks are mitigated accordingly. It shall be noted that risk assessment shall not be a part of Design Report, however, for the sake of clarity some of the main design items where such assessment and mitigation measures taken are briefly explained in Table 2-1 below by taking design life cycle into account:-

Table 2-1 TBM Tunnel – Risk Assessment

No	Risk	Action Plan	
		Design	Construction (upon assessment of Construction Team)
1	**Insufficient structural gauge** As-built structural gauge is insufficient according to design requirements. Possible Cause(s) : 1. Due to inappropriate design assumption, deformation of tunnel interfere with the structural gauge 2. Not keep circle of tunnel linings due to construction error.	1. Carry out Technical Design of segmental linings using appropriate assumption including construction method and confirm the sufficient accuracy of the deformation. (Section 1.2) 2. Erector hole assessment (**Appendix P**)	1. Fitting of the linings to the existing one carefully and implement Complete Circle Holding Device (also called Segment Reforming Device) in order to keep the circle. Also additional bolt tightening is to be provided when the linings go out from TBM and restrained by earth/water pressure.
2	**Durability of Segments** Durability requirements for designed service life of tunnel are not secured. Possible Cause(s) : 1. Technical Design does not comply with the requirement. 2. Lining quality due to workmanship, etc. does not meet the quality requirement.	1. Set up the requirement of the durability (purpose of tunnel, design service life of tunnel, inner environment of the tunnel, soil and environment condition, materials used for segments, quality of the segments) then provide proper design of segmental lining with sufficient durability. (Section 7.3)	1. Confirm the quality management system of precast concrete yard. Quality of steel mold to be checked. Daily quality management following ITP. Only confirmed segmental lings are to be delivered to construction site.

No	Risk	Action Plan	
		Design	Construction (upon assessment of Construction Team)
3	**Structural performance of Segments** Load resistance for designed service life of tunnel is not secured Possible Cause(s) : 1. Technical Design does not comply with the requirement. 2. Lining quality does not meet the quality requirement.	1. Set up the requirement of the load resistance. Technical design is to be carried out with necessary loading (vertical and horizontal earth pressure, water pressure, dead weight of lining, effect of surcharge, soil reaction, seismic load, construction load, effects of working in close proximity, effect of ground settlement, effects of multiple parallel tunnel construction, internal loads, existing, etc.) 2. Loads and sectional forces acting on segment to be calculated accordingly.	1. Confirm the quality management system of precast concrete yard. Quality of steel mold to be checked. Daily quality management following ITP. Only confirmed segmental lings are to be delivered to construction site.
4	**Water-tightness** Water leakage at segment joint or ring joint Possible Cause(s) : 1. Design sealing performance not comply the requirement. 2. Material defect or construction error.	1. Set appropriate required waterproof pressure and design sealing materials including dimensions accordingly. Concrete capacity against seal reaction force is to be checked also (Section 10.3) 2. Erector Hole area shall be checked.	2. Choose suitable seal material according to the design. Material quality and installation are to be checked according to ITP. 3. Horizontal Pilot boring shall be carried out prior TBM boring at station and provide additional grouting if necessary.
5	**Precast lining crack** Cracking in construction stage Possible Cause(s) : 1. Clashing in handling (e.g. during installation, etc.) 2. TBM jacking force	1. Check concrete capacity against TBM jacking force. (Section 8.1) 2. Tail brush pressure to be taken into account.	1. Implement measures to avoid clashing of precast linings in casting yard, delivery to site and in construction site at handling stage. 2. Take necessary measures during installation. 3. Tail clearance to be taken into account
6	**K Segment slip out/drop** K Segment slip out/drop in construction stage or permanent stage. Possible Cause(s) : 1. Insufficient supporting of K Segment in construction stage. 2. Apply force to K segment due to water/earth pressure in degree of restraint of K Segment	1. Design appropriate insert direction, insert angle and mitigation measure of slip out/drop of K Segment. 2. Push-out of the K Segment to be checked (**Appendix M**).	1. Check bolt tightening according to Method Statement to avoid slip out/drop of K Segment.

No	Risk	Action Plan	
		Design	Construction (upon assessment of Construction Team)
7	**Tunnel alignment problem** Designated alignment is not secured. Possible Cause(s) : 1. Taper segments which have the curvilinear part taken into consideration is not designed properly. 2. Construction error causes misalignment.	1. With reviewing of alignment design, appropriate design of taper lining and layout are to be provided to secure the tunnel alignment. Segment arrangement shall be reevaluated to adjust tunnel alignment. (Section 1.2)	2. The secure of alignment shall be incorporated in to the design of TBM. Tunnel alignment survey is to be carried out according to Method statement.
8	**Adverse effect at construction near existing structure** Deform existing structure by tunnel works Possible Cause(s) : 1. Insufficient investigation 2. Insufficient design checking 3. Insufficient preparation works and construction management. 4. Excessive volume loss or other construction-related errors.	1. According to investigation on site, provide appropriate design assumptions for existing buildings. Construction method shall also be confirmed. (Section 4.2)	1. Carry out sufficient investigation for existing structures. 3. Provide counter measure according to investigation and design check. In construction stage, face pressure and grouting pressure are to be managed accordingly. At the beginning, pilot boring works is to be carried out with monitoring to confirm the design assumptions.

3. DESIGN CONDITIONS

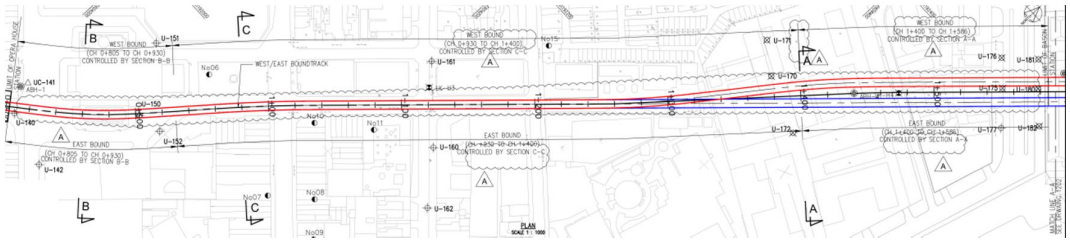
3.1 Proposed Design Cross-Sections

Three critical sections A-A, B-B and C-C are presented in drawing CP1b-CTS-TD-TBMS-00056 to CP1b-CTS-TD-TBMS-00060 and summarized in Table 3-1.

Table 3-1 Critical sections A-A, B-B and C-C Summary

Section	Control Chainage	Tunnel	Justification	Rail Level
A-A (KM 1+400)	CH1+400 to CH1+586	East Bound	No building load, Transition Tunnel to Parallel Tunnel	-17.79
		West Bound		-11.28
B-B (KM 0+860)	CH0+805 to CH0+930	East Bound	Maximum building load, Stagger Tunnel	-24.94
		West Bound		-12.74
C-C (KM 0+980)	CH0+930 to CH1+400	East Bound	Maximum unbalanced building load, Stagger Tunnel	-24.14
		West Bound		-12.38

Plan view



Longitudinal Section

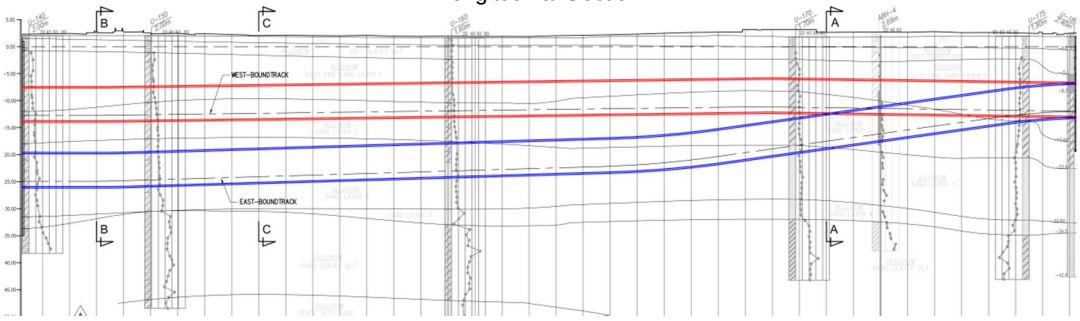


Figure 3-1 Location of Critical Sections (Red: West-Boundtrack Tunnel; Blue: East-Boundtrack Tunnel)

The combination of the three critical sections above (A-A, B-B and C-C) with three different groundwater levels (low, high and flood groundwater level) has been considered for the design. There are 18 different conditions under these water three conditions. Six most critical sections are selected among 18 sections according to the criteria below:

(1) Minimum Earth Pressure
(2) Maximum Earth Pressure
(3) Minimum Ground Water Pressure (GWP)
(4) Maximum Ground Water Pressure (GWP)
(5) Special loading effect which might give critical result such as large building loading section

When tunnel lining is under low earth pressure and minimum GWP in loose ground, bending moment controls the lining capacity due to low internal axial force. This scenario is covered by the shallowest section the West Bound Tunnel which has the minimum Earth Pressure and minimum ground water pressure among all tunnel sections.

In addition the building load varies among the three sections. Section A-A has no building load, section B-B has the heaviest building load and section C-C has the heaviest unbalanced building load. Therefore the three sections must be analyzed for the WBT.

On the other hand, when the tunnel lining is under high earth pressure and maximum GWP, axial force controls the lining design and the segment joint design (bursting stress) due to high internal axial force. Moreover, the difference in GWP between the highest and the lowest ground water level is less sensitive to EBT than WBT, because EBT is deep under water. Furthermore, different to shallow sections, the building load is uniformly distributed in deeper ground. Since there is no unbalance effect, EBT only considers section B-B with heavier building load. Therefore the cases selected for the East Bound Tunnel consider section B-B low, high and flood groundwater level.

The rationales and engineer judgement on selecting these six cases are summarized in Table 3-2.

Table 3-2 Selection of Critical Sections for Detailed Structural Analyses.

<table>
<tr><th>Section</th><th>A-A</th><th>B-B</th><th>C-C</th></tr>
<tr><td>WBT Low GWL</td><td>CASE 1:
Minimum Earth Pressure- max. bending moment
Minimum GWL</td><td>CASE 2:
Minimum Earth Pressure.
Minimum GWL
Balanced heavy building load</td><td>CASE 3:
Minimum Earth Pressure.
Minimum GWL
Unbalanced heavy building load</td></tr>
<tr><td>WBT High GWL</td><td colspan="3" rowspan="2">Low GWL is the critical than High GWL for shallow tunnel since increase of axial force due to High GWL will enhance the structure capacity of RC lining. Therefore, High GWL is not considered in shallow tunnel.</td></tr>
<tr><td>WBT Flood GWL</td></tr>
<tr><td>EBT Low GWL</td><td rowspan="3">Tunnel level in between shallowest WBT and deepest EBT, covered by other sections.</td><td>CASE 4:
Maximum Earth Pressure
Minimum GWL
Balanced heavy building load</td><td rowspan="3">Building load is uniformly distributed in deeper ground. No unbalance effect. Thus, this case is covered by section B-B with heavier building load.</td></tr>
<tr><td>EBT High GWL</td><td>CASE 5:
Maximum Earth Pressure.
High GWL
Balanced heavy building load and surcharge</td></tr>
<tr><td>EBT Flood GWL</td><td>CASE 6:
Maximum Earth Pressure.
Maximum GWL
Balanced heavy building load</td></tr>
</table>

Note: The sections in green are considered as critical cases adopted in the design analyses in this report.

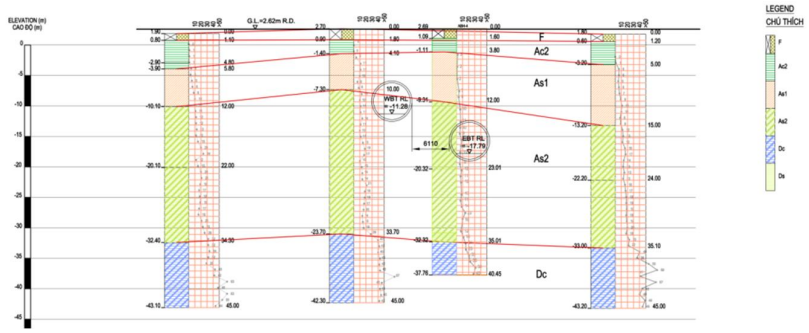


Figure 3-2 Geological Cross Sections A-A at Chainage (1+400)

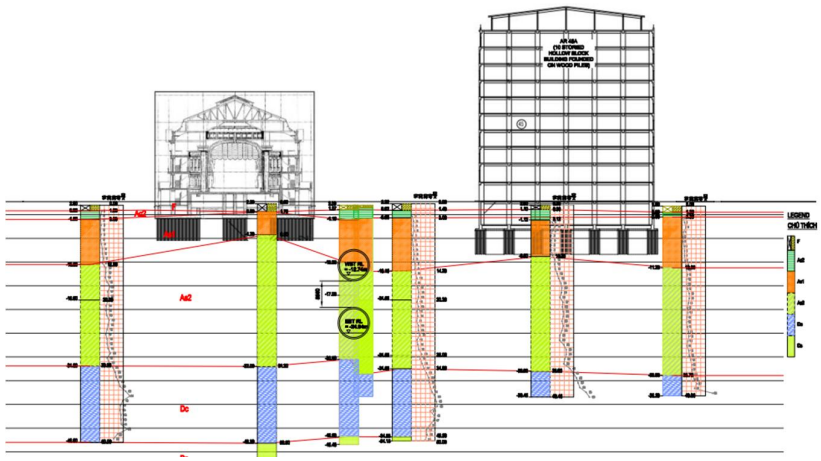


Figure 3-3 Geological Cross Sections B-B at Chainage (0+860)

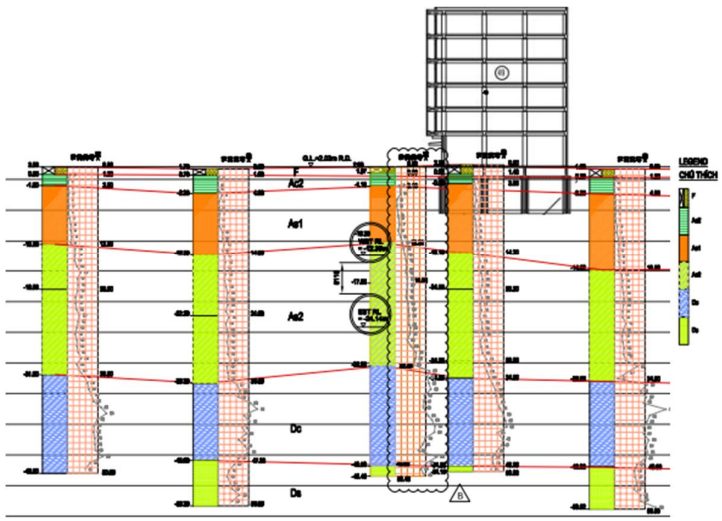


Figure 3-4 Geological Cross Sections C-C at Chainage 0+980

3.2 Geological Conditions

Geotechnical Interpretative Report (Bored Tunnel) is referred for related geotechnical parameters and assumptions. Construction of bored tunnel will be commenced from Ba Son station for east bound lower tunnel first, then TBM machine will be dismantled at arriving shaft (Opera House Station) and moved backed to Ba Son station for drilling the west bound – upper tunnel.

Table 3-3 Reference Bore Hole for TBM Launching Shaft

Station	Reference Bore Holes
Ba Son Station	U-180, U-181, U-182, ABH-4
Opera House Station	U-150, U-140, U-141

The layout of the boreholes at Ba Son Station and Opera house station are shown in **Appendix B**. The geological profile will be updated with the latest ground investigation.

The geological profile is mainly comprised of Fill, Alluvium and Diluvium materials. The first layer of soil comprises of Fill with an average depth of approximately 2 m. The next layer of Alluvium is approximately 30 m deep, which comprises of Soft Clayey Silt, Silty Fine Sand Layer 1 and Sand layer 2. Diluvium clayey silt and silty sand are found below the alluvium layer.

The applied soil parameters of this project are shown in Table 3-4 and are presented in **Appendix C**.

Table 3-4 Recommended parameters for soil at Ba Son Station and Opera House Station

(after SMJO: *Geotechnical Interpretative Report.* Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1) Contract Package-1b: Civil, 18 August 2015).

Soil Layer		Bulk density γ (kN/m^3)	SPT - N value (Blows/30cm)#		Undrained shear strength, c_u (kN/m^2)	Effective cohesion, c' (kN/m^2)	Effective friction ϕ' (degree)	Soil stiffness, E (MPa)	Permeability k (m/s)	Coefficient of at rest earth pressure, K_o
			Range	Est. Average						
Fill		19.0	2 ~ 6	4	-	10	25	10	1.00E-06[a]	0.5 (sand) 0.7 (clay)
Alluvium	Clay Layer 2	16.5	0 ~ 14	2	10	0	24	$300c_u$	1.00E-09	0.8
	Silty Fine Sand Layer 1	20.5	1 ~ 11	5	-	0	30	2.5N	2.00E-05	0.5
	Sand Layer 2	20.5	6 ~ 41	15	-	0	33	2.5N	2.00E-05	0.5
Dilluvium	Hard Clayey Silt	21.0	18 ~ >50	34	5N	-	-	*2.5N*	1.00E-08	0.5
	Dense Silty Sand	20.5	15 ~ >50	36	-	0	35	2.5N	*1.00E-05*	0.4

3.3 Loading

This section summarizes the general loads considered in the design of the bored tunnels linings. The design considers the load combinations (see Table 3-6, Table 3-7 and Table 3-8) at each critical section. The Load Cases Combination and Design Forces used are summarized in Table 3-6, Table 3-7, Table 3-8 and **Appendix G1**.

The loads considered in the design of the tunnel lining are shown in Table 3-5.

Table 3-5 Loads considered in the tunnel lining design

Load duration	Load
Permanent Loads (Long Term)	Dead load (self-weight load)
	Earth load (vertical and horizontal earth pressure)
	Groundwater pressure
	Surcharge
	Building load (load of existing structures)
	Railway live load (transient load)
	Closure force of water sealing (for minimum watertightness)
	Residual twin-tunnel effect (Stress Release)
Temporary Loads (Short Term)	Primary grouting pressure
	Secondary grouting pressure
	Thrust force of jacks
	Water sealing closure force (for maximum compression force)
	Erector and logistic loads
	Twin tunnel effect during excavation (with Face Pressure Effect)
Extreme event related loads	Seismic force (LHS and RHS)

Table 3-6 Load Combination and Load Factor for Full Overburden Pressure Tunnel

(after: Vol.4 Outline Design Specification for CP1b Appendix 1)

Load	Load Combinations											
	Serviceability Limit State				Ultimate Limit State							
	1	2	4	3	1	2	7	3	4	5	8	9
	Operation Stage (Long-term)			Under Construction (Short-term)	Operation Stage (Long-term)			Under Construction (Short-term)			Seismic Load (Extreme event)	
	Ground Loads and Water Pressure	Basic Building Loads	Railway Load and Building Load	Building Load and Effect of Adjacent Tunnel	Basic Loads	Basic Building Loads	Railway Load and Building Load	Primary Grouting Pressure	Secondary Grouting Pressure[1]	Building Load and Effect of Adjacent Tunnel (Short-, and Long-term)[3]	Seismic Load from LHS	Seismic Load from RHS
Dead Load	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Earth Load (Vertical)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05	1.05	1.05			1.05	1.05	1.05
Earth Load (Horizontal	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05*0.9[2]	1.05*0.9	1.05*0.9			1.05*0.9	1.05*0.9	1.05*0.9
Ground Water Pressure	1.00	1.00	1.00	1.00	0.9	0.9	0.9	0.9		0.9	0.9	0.9
Railway Load				1.00			1.10				1.10	1.10
Primary Grout Pressure								0.9				
Secondary Grout Press.									1.10			
Building Load		1.00	1.00	1.00		1.10	1.10			1.10	1.10	1.10
Seismic Load (LHS)											1.00	
Seismic Load (RHS)												1.00
Effect of Adjacent Tunnel			1.00							1.00		

[1] Separate analyses were carried out for the total secondary grouting pressure. According to Japanese Code, secondary grout pressure is not critical. It need not be considered necessary in the lining analyses.

[2] A factor of 0.9 is applied on the coefficient of horizontal earth pressure according to Appendix 1, Volume 4 – Outline Design Specifications, Contract Package-1B: Civil, Underground Section from KM 0+615 to KM 2+360, Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project.

[3] For Short-Term, Face Pressure effect is taken into account. For Long-Term, Stress Release is taken into account

Table 3-7 Load Combination and Load Factor for Loosening Earth Pressure Tunnel

(after Vol.4 Outline Design Specification for CP1b Appendix 1)

Load	Load Combinations											
	Serviceability Limit State				Ultimate Limit State							
	1	2	4	3	1	2	7	3	4	5	8	9
	Operation Stage (Long-term)			Under Construction (Short-term)	Operation Stage (Long-term)			Under Construction (Short-term)			Seismic Load (Extreme event)	
	Ground Loads and Water Pressure	Basic Building Loads	Railway Load and Building Load	Building Load and Effect of Adjacent Tunnel	Basic Loads	Basic Building Loads	Railway Load and Building Load	Primary Grouting Pressure	Secondary Grouting Pressure[1]	Building Load and Effect of Adjacent Tunnel (Short-, and Long-term)[3]	Seismic Load from LHS	Seismic Load from RHS
Dead Load	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Earth Load (Vertical)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30
Earth Load (Horizontal	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30*0.9[2]	1.30*0.9	1.30*0.9			1.30*0.9	1.30*0.9	1.30*0.9
Ground Water Pressure	1.00	1.00	1.00	1.00	0.9	0.9	0.9	0.9		0.9	0.9	0.9
Railway Load				1.00			1.10				1.10	1.10
Primary Grout Pressure								0.9				
Secondary Grout Pressure									1.10			
Building Load		1.00	1.00	1.00		1.10	1.10			1.10	1.10	1.10
Seismic Load (LHS)											1.00	
Seismic Load (RHS)												1.00
Effect of Adjacent Tunnel			1.00							1.00		

[1] Separate analyses were carried out for the total secondary grouting pressure. According to Japanese Code, secondary grout pressure is not critical. It need not be considered necessary in the lining analyses.

[2] A factor of 0.9 is applied on the coefficient of horizontal earth pressure according to Appendix 1, Volume 4 – Outline Design Specifications, Contract Package-1B: Civil, Underground Section from KM 0+615 to KM 2+360, Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project.

[3] For Short-Term, Face Pressure effect is taken into account. For Long-Term, Stress Release is taken into account

Table 3-8 Load Combination and Load Factor for Segment Handling and Joint Checking

(after DSRSC-ST section 9.8 and Vol.4 Outline Design Specification for CP1b Appendix 1)

Load Case	1 Segment Demoulding Check	2 Segment Stacking Check	3 Lifting of Segment Lining	4 Circumferential Joint Check (TBM Shoving Force)	5 Spalling of Joint	6 Bolt Capacity Check to Compress Seal	7 Radial Joint Check
Dead Load	1.50	1.50	1.50				Force envelope from structural model results (ULS)
Primary grouting							
Secondary grouting							
Thrust Force of Jacks				1.10			
Seal Closure Force					1.30*	1.30	

*Note: Based on conservative estimate; Calculations follow Highway code, where 1.0 is specified as factor of safety. Supporting conservative design 1.3 is assumed in the case of spalling of joint.

3.3.1 Permanent loads

Permanent loads include: dead load, vertical earth pressure, horizontal earth pressure, and ground water pressure, surcharge, building load, railway live load and water sealing closure force.

3.3.1.1 Dead load (G)

For the calculation of dead loads the following unit weights γ apply:

Table 3-9 Load Summary of Dead Load and Superimposed Load

Load Type	Description	Unite weight
Dead Load	Reinforced Concrete Density	26.0 kN/m^3
	Steel Density	78.5 kN/m^3

The design unit weight of the tunnel lining is 26 kN/m^3, in order to consider the concrete dead load, superimposed dead load of the waterproofing loads and finishes and screed loads.

3.3.1.2 Imposed Load (Q)

General Surcharge Load (Q1)

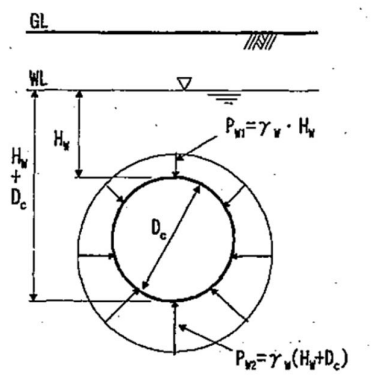
Actual uniformly distributed load is estimated when tunnel is below or within the influence of existing building (15 kPa per story). **Appendix D** shows the building foundation records in the influence zone.

Live Loads from Road Traffic (Q2)

Nominal ground surface surcharge of 15 kPa is considered in the structural analysis for the traffic load.

3.3.1.3 Ground Water Pressure (GWP)

According to the hydrological survey report, the water varies between +3.12 m E.L. and -1.93 m E.L.. Three groundwater are considered in the structural analysis of the tunnel lining. Water pressure shall be assumed to act in radial direction, as shown in Figure 3-5. Both the largest possible water pressure and the smallest possible water pressure are considered in the design. The design groundwater levels are shown in Table 3-10.



c

Figure 3-5 Water Pressure (after DSRSC-ST)

Table 3-10 Design Ground Water Level for the Upper Aquifer for the project of HCMC Metro (CP-1b)

Design Groundwater Level		Note
Condition	(GL & EL)[1]	
Highest Groundwater Level	Ground surface[2]	--
Lowest Groundwater Level	-1.93 m E.L.[3]	--
Flood Level	+ 3.12 m E.L.[4]	Frequency of 0.333% (300 year)

[1] The groundwater level is based on the groundwater monitoring records.
[2] Ground surface refers to the existing ground level of the cross section location for structural analysis.
[3] E.L. indicates the level relative to the mean sea level.
[4] The flood level determined according to the Hydrological Survey Report (rev. D).

3.3.1.4 Earth Load (E)

The earth pressure acting on the tunnel is comprised with the vertical earth pressure and the lateral earth pressure. For shallow tunnel, full overburden pressure is used because the whole shallow tunnel is embedded in sandy soil with SPT-N < 10 (Table 8 DSRSC-ST). On the other hand, the loosening earth pressure is adopted in the analysis of the deep tunnel with SPT-N > 10. Detailed justification of applied earth pressures is delivered based on Plaxis analyses described in Section 4.

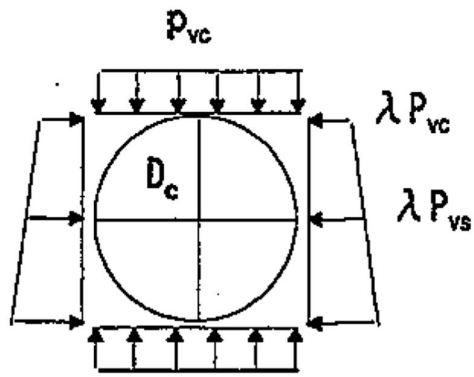


Figure 3-6 Vertical and lateral earth pressure acting on the tunnel (after Figure 9 DSRST-ST)

Vertical Earth Pressure (Ev)

When appropriate, the earth pressure is calculated using Terzaghi's loosening pressure method according to Table 5.2.1 of DSRSC-ST.

Table 3-11 Evaluation Strength Constants Soil Used to Calculate Loosening Earth Pressure (after Table 5.2.1 DSRSC-ST)

Type of soil	Internal friction angle ϕ(°)		Cohesion c (kN/m^2)	
	When evaluated by a triaxial test	When evaluated based only on the N value	When evaluated by a triaxial test	When evaluated based only on the N value
Sandy soil (15<N)	A safe value is set considering number and scattering of data	ϕ=0.9 (0.3N+27) (0.9 is the reduction coefficient)	c=0.5c_{test} (0.5 is the reduction coefficient)	0
Sandy soil (10<N≦15)		0		
Sandy soil (0<N≦10)	Total overburden earth pressure is the design earth pressure, without using the loosening earth pressure.			
Cohesive soil (8<N)	0	0	c=0.5c_{test} (0.5 is the reduction coefficient)	c=0.5 (N/16) (0.5 is the reduction. coefficient)
Cohesive soil (4<N≦8)				0
Cohesive soil (0<N≦4)	Total overburden earth pressure is the design earth pressure, without using the loosening earth pressure.			

* c_{test} is a value obtained considering the number and scattering of data from the test results.

Terzaghi's loosening vertical Earth Pressure at crown equation (section 5.2 of DSRSC-ST) is shown below:

$$p_{vc} = \frac{B_1(\gamma - c'/B_1)}{K_o\ tan\emptyset}\left(1 - e^{-K_o tan\emptyset.H/B_1}\right) + p_o e^{-K_o tan\emptyset.H/B_1}$$

$$B_1 = \frac{D_c}{2}\cot\left(\frac{45^o + \emptyset/2}{2}\right)$$

where

p_{vc}	: Loosening pressure acting on tunnel crown (design load), kN/m^2
K_o	: Ratio of lateral and vertical pressure (K_0 = 1);
ϕ'	: Effective friction angle, degrees;
γ	: Unit weight of the soil, kN/m^3;
p_o	: Surcharge load, kN/m^2;
c'	: Effective cohesion of soil, kN/m^2;
$2B_1$	: Loosed width of earth at tunnel crown, m;
H	: Tunnel cover, m; and
D_c	: Diameter of the bored tunnel, m.

Design soil parameters given in Table 3-4 are adopted for the determining the loosening pressure. The vertical earth pressure at spring line is obtained by the following equation section 5.2 DSRSC-ST.

$$p_{vs} = \frac{B_1(\gamma - c'B_1)}{K_o\ tan\emptyset}\left(1 - e^{-K_o tan\emptyset.R_c/B_1}\right) + p_{vc} e^{-K_o tan\emptyset.R_c/B_1}$$

$$\frac{B_1(\gamma - c'B_1)}{K_o\ tan\emptyset}\left(1 - e^{-K_o tan\emptyset.R_c/B_1}\right) = 0, if\ \frac{B_1(\gamma - c'B_1)}{K_o\ tan\emptyset}\left(1 - e^{-K_o tan\emptyset.R_c/B_1}\right) < 0$$

$$R_c = D_c/2$$

The vertical earth pressure acting at tunnel invert (upward force) is assumed to be the same as that acting on the tunnel crown.

Lateral Earth Pressure (Eh)

The lateral earth pressure acting on the tunnel lining is taken as the vertical earth pressure acting on the lining multiplied by coefficient of lateral earth pressure λ specified in Table 3-12. In the project side, SPT values varied from 9-20 at the elevation of the tunnels (sandy soil), accordingly, in design calculations λ = 0.5 is applied.

Table 3-12 The coefficient of lateral earth pressure λ
(after Table 4 DSRSC-ST)

Handling of soil and water	Type of soil		λ	Approx. N value
Separated soil and water	Sandy soil	Extremely dense	0.45	30≦N
		Dense	0.45～0.55	15≦N<30
		Moderate, loose	0.50～0.60	N<15
Integrated soil and water	Cohesive soil	Consolidated	0.35～0.45	25≦N
		Hard	0.45～0.55	8≦N<25
		Moderate	0.55～0.65	4≦N<8
		Soft	0.65～0.75	2≦N<4
		Extremely soft	0.75	N<2

3.3.1.5 Railway Loads

The railway load applying to the tunnel that gives the most adverse effect is considered. According to the design specification Section 12.2.1, the railway load to be considered is 16 tons under two wheels, i.e. 8 tons/wheel (see Figure 3-7). The minimum axle spacing of the train is 2100 mm. Therefore, no more than 16 tons of railway load applies to one 1.2-m segmental lining ring.

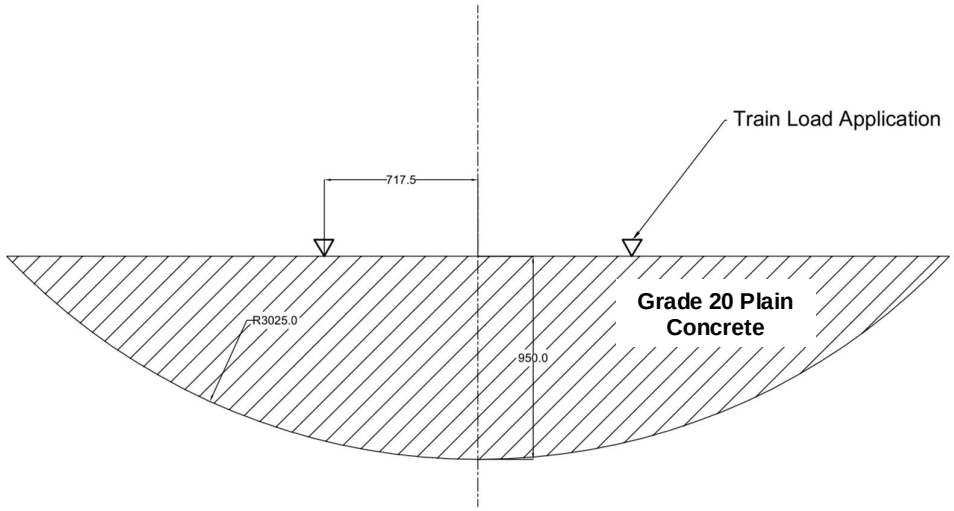


Figure 3-7 Location of trainload application

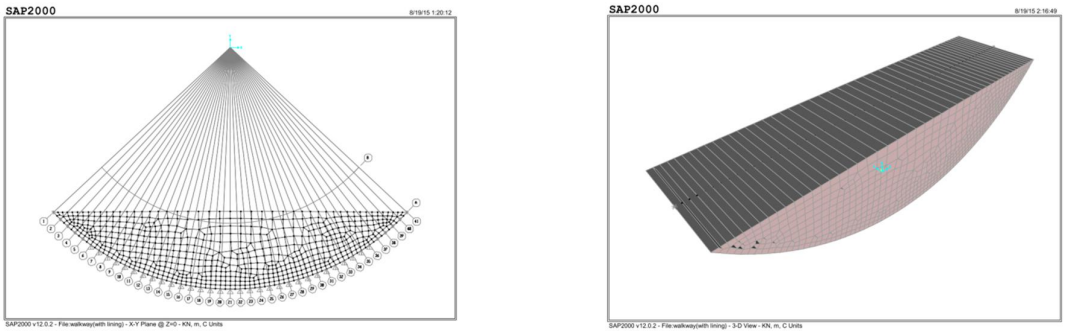


Figure 3-8 SAP2000 model layout.

A structural model in SAP2000 is used to determine the load distribution at the intrados of the tunnel lining. Figure 3-7 and Figure 3-8 show the arrangement of the tunnel and SAP2000 model layout respectively.

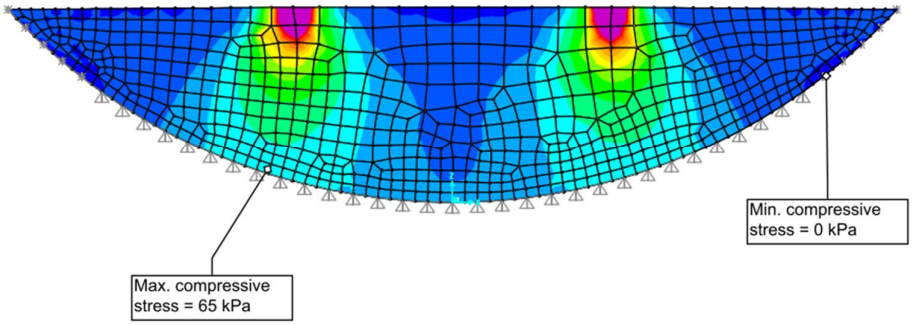


Figure 3-9 Stress distribution in walkway concrete mass.

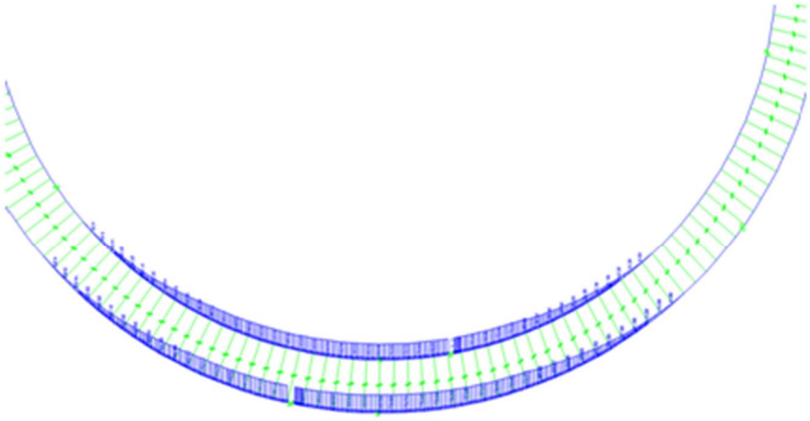


Figure 3-10 Incorporating railway stress in lining design model.

.

3.3.2 Construction Loads

3.3.2.1 Temporary Loads during Handling and Erection

Apart from permanent external forces, the lining is also subject to temporary loading caused by handling of segments during construction, including demolding, lifting, stacking at stockyard, assembling and installation. Based on the methods of handling and erection, the temporary stresses checks shall be carried out to establish that these temporary stresses could be accommodated. If there is any additional reinforcement, it shall be designed and added to the permanent reinforcement **Appendix P**.

3.3.2.2 Grouting Loads

a. Primary Grouting (Tail Void Grouting)

According to Clause 5.7 of DSRSC-ST, the grout pressure should be 0.1 MPa in addition to water pressure. On conservative side, the lining is generally be designed to resist a maximum grout pressure equivalent to the maximum water pressure plus 1.5 bar (150 kPa) for deep section and 0.5 bar (50 kPa) for shallow sections considering an appropriate load factor. The values have been discussed with the construction team and also in line with recommended values given in DSRSC-ST.

b. Secondary Grouting

Maximum grout pressure of 450 kPa is adopted in the design. The structural check for the secondary grouting is presented in **Section 8.2** of the report.

3.3.2.3 Jacking Load from TBM

Jacking load on the circumferential area of the precast segmental lining, from the TBM, shall be considered in the design of the tunnel segment lining. Maximum thrust force for each TBM is 44000 KN provided by the construction team and has been specified to the machine manufacturer. This force will be considered I Ring Joint Check as shown in **Section 8.1**.

3.3.2.4 Closing of Segment Gap

In order to confirm watertightness of the segment linings, appropriate segment seal shall be selected and checked with the segment opening and seal offset values. Thrust force is applied on the segments during construction stage, initial gap between the segments will be reduced to 0 mm. Related design check is conducted at construction phase. In addition, allowable opening related to the water-tightness of the seal in long-term condition has also been evaluated. The detailed analysis for closing the hydrophilic seal is discussed in **Section 10**.

4. LOAD CALCULATIONS

4.1 Basic Design Loads

The justification of earth pressure conditions (loosening ground/full overburden pressure) relies on FEM (Plaxis 2012) study. According to JSCE, loosening ground conditions can be assumed if soil arch can develop. Otherwise, full overburden pressure shall be used as a design assumption. Outcomes are summarized in Table 4-1, direct Plaxis outputs without interpretation are presented in Figure 4-1 and Figure 4-2. The red crosses are the illustrations of principle stress directions and their magnitude at a particular location.

Table 4-1 Summary of the Analysis Outcomes using FEM (Plaxis) Study on Soil Arching and Earth Pressure Distribution

Analysis outputs		
Figure no.	**Construction stage**	**Notes**
Figure 4-1	After lining installation of EBT	Demonstration of the magnitude and the direction of the principle stress at different locations after the construction of EBT
Figure 4-2	After lining installation of WBT	Demonstration of the magnitude and the direction of the principle stress at different locations after the construction of WBT

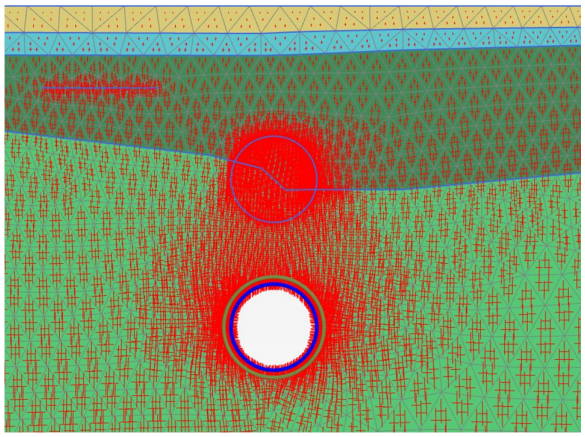


Figure 4-1 Plaxis output of principle stress directions and magnitudes after the installation of EBT lining.

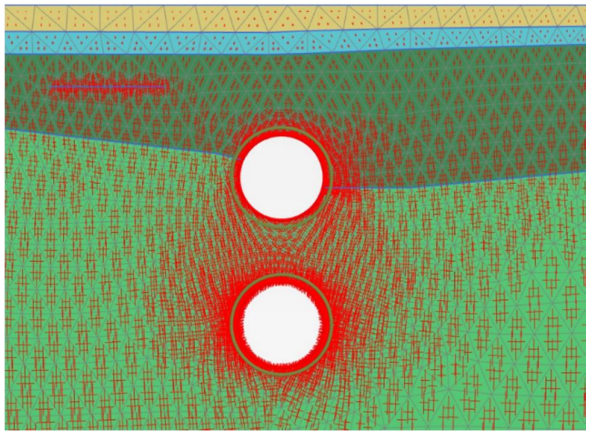


Figure 4-2 Plaxis output of principle stress directions and magnitudes after the installation of WBT lining.

The interpretations of the above-shown FEM outputs are demonstrated in Figure 4-3 and Figure 4-4. In addition, Table 4-2 summarizes the key findings.

Table 4-2 Summary of the Figures (Interpretations) and Key Findings of the FEM (Plaxis) Study on Soil Arching and Earth Pressure Distribution

Interpretations				
Figure no.	**Construction stage**	**Evaluation of principle stress directions related to**	**Soil arching**	**Used design assumption on earth pressure**
Figure 4-3	After lining installation of EBT	EBT only	Complete arching	EBT – Loosening ground
Figure 4-4	After lining installation of WBT	WBT only	Partially developed arching	WBT – Full overburden

In case of full overburden condition, the first principal stress directions should be vertical. However, the orientation of principal stress at different location shows the presence of soil arching after the construction of EBT (Figure 4-1). Figure 4-3 is the interpretation of the soil arching based on the study of principle stress directions. Due to the presence of completely developed soil arching effect, loosening ground pressure can be assumed during excavation of the EBT.

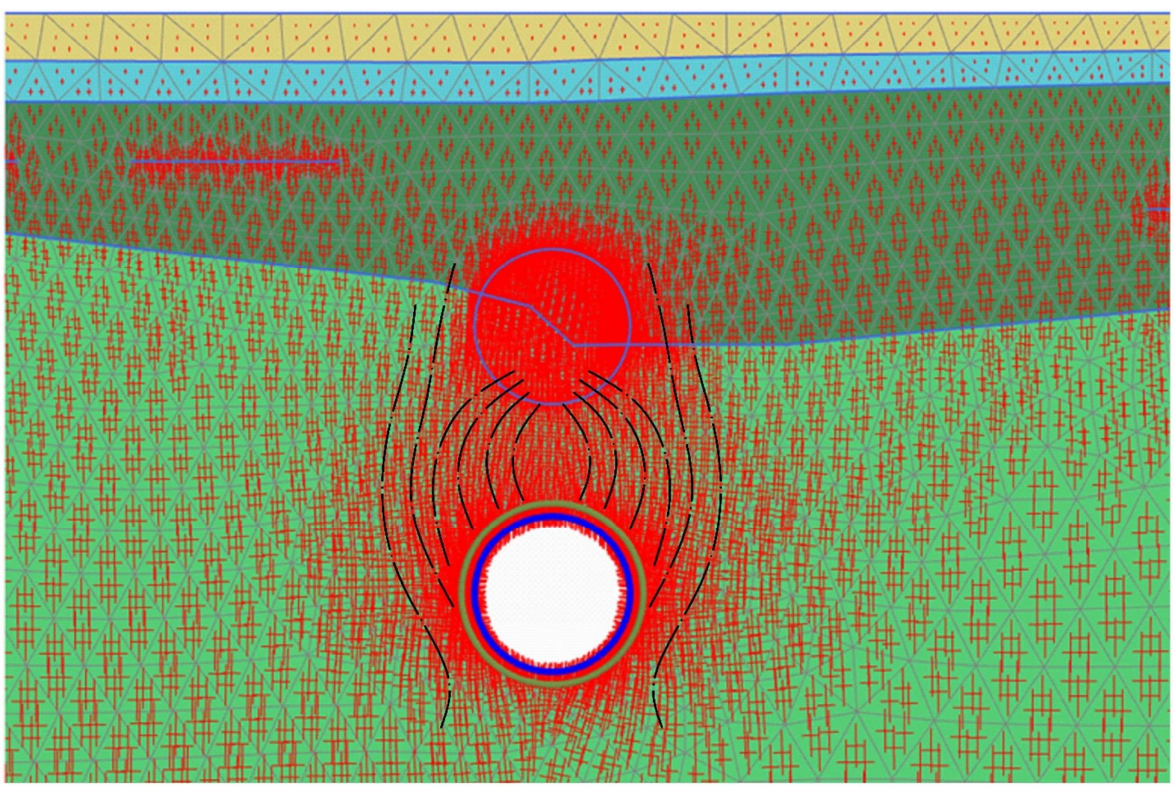


Figure 4-3 Illustration of soil arching in the case of EBT (interpretation of FEM output)

Due to the relatively shallow location and the presence of loose-weak soil materials, the soil arching can only be partially developed around the WBT. Therefore, full overburden pressure is used for the WBT as a conservative design assumption.

Figure 4-4 (using the Plaxis results presented in Figure 4-2) shows the effect of the earth pressure redistribution around the EBT due to the construction of the WBT.

In case of long-term analysis 30 per cent relaxation is assumed during the tunnel boring, finally the lining installation is simulated.

In the above-explained analyses, the effect of WBT on the EBT is checked in details. Analyses show that due to WBT excavation, the arching effect on the EBT is widened but still effective. Also due to construction of WBT, loosening effect on the EBT is taken into account and the effect is reflected to the calculations.

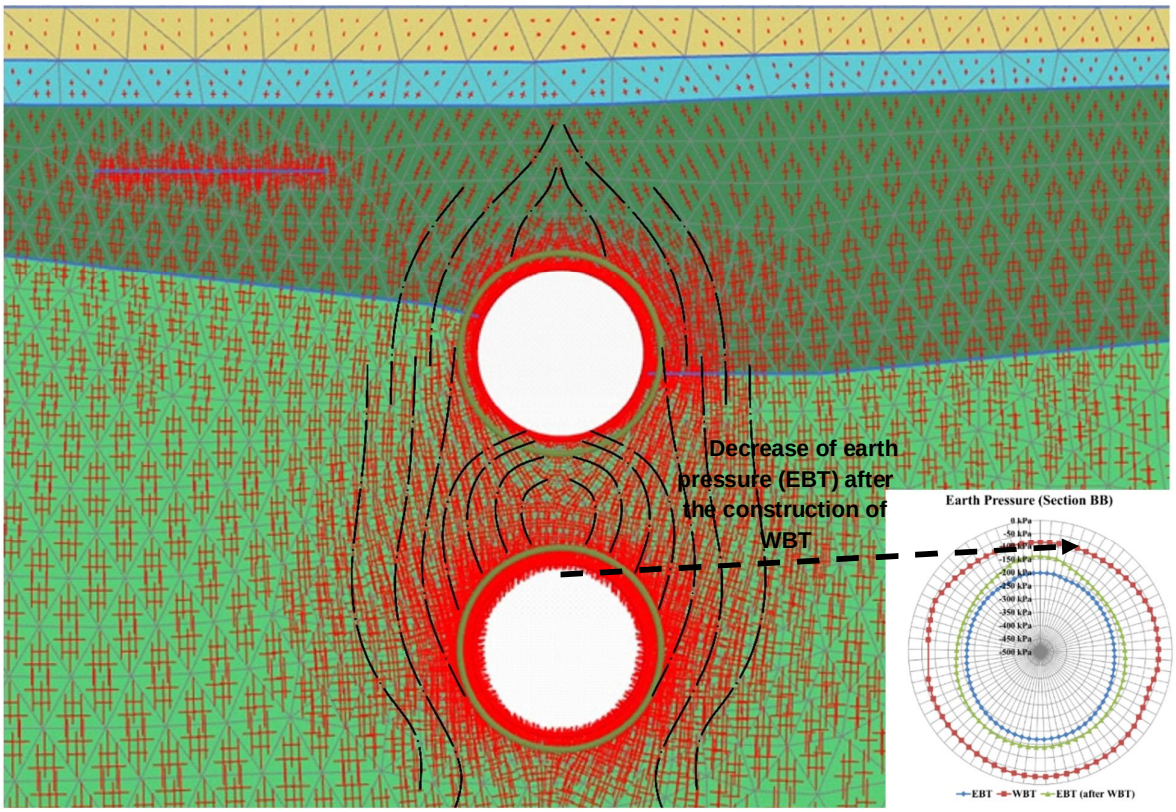


Figure 4-4 Earth pressure redistribution due to the construction of the WBT

In addition, Mohr-Coulomb failure envelope is used to evaluate if soil media in close proximity of the EBT is in elastic or in plastic state. For this analysis, 8 points are used (Point A-H), their arrangement is shown in Figure 4-5. Figure 4-6 and Figure 4-8 show the Mohr-circles related to the critical short-term conditions. It can be concluded that all stress points are in elastic state. Figure 4-7 and Figure 4-9 illustrate critical long-term conditions. The state of the evaluated points in long-term condition is also elastic.

Since the below results show that the soil surrounding EBT remains in elastic zone, there is no need to change or adjust soil spring values in the FEM.

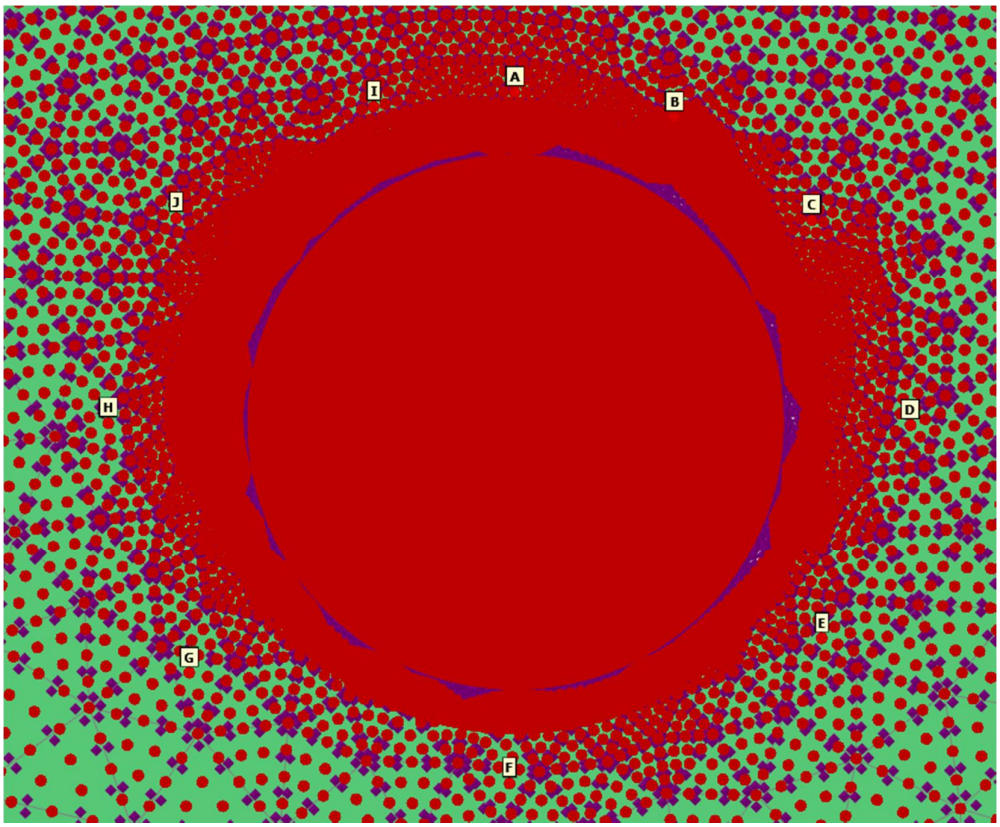


Figure 4-5 8 stress points selected in Plaxis (Point A-H)

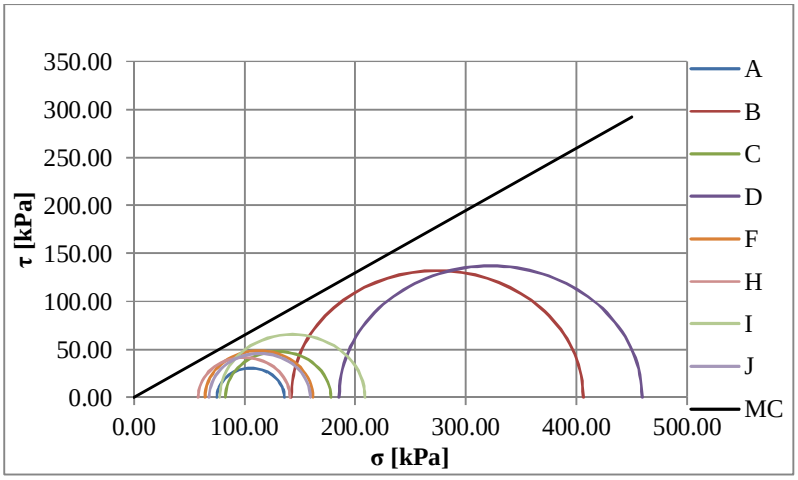


Figure 4-6 Mohr-Coulomb failure criteria and Mohr's circle of evaluated points (Stage 4a) - Short-term

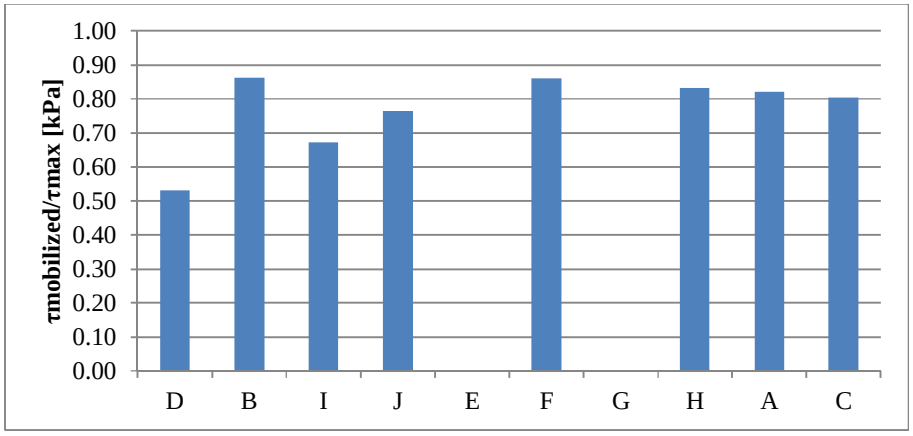


Figure 4-7 Factor of safety as a funcion of mobilized versus maximum available shear strength (Stage 4a) - Short-term

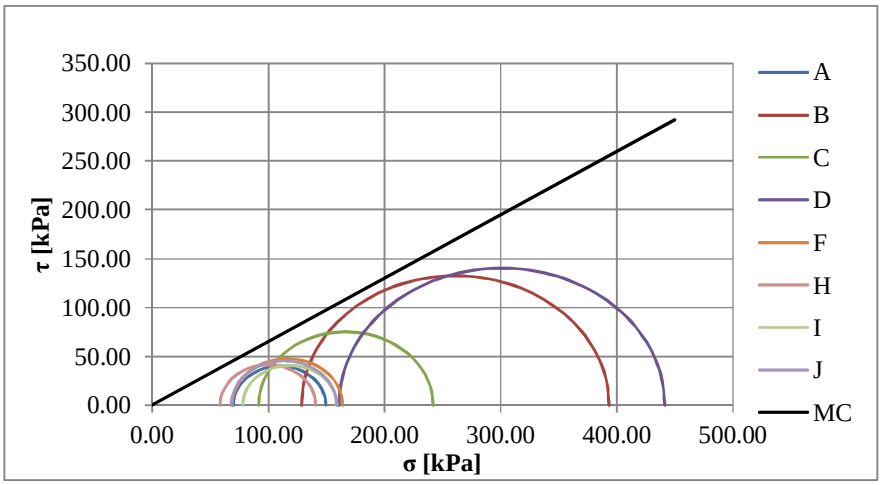


Figure 4-8 Mohr-Coulomb failure criteria and Mohr circle of evaluated points (Stage 5) - Long-term

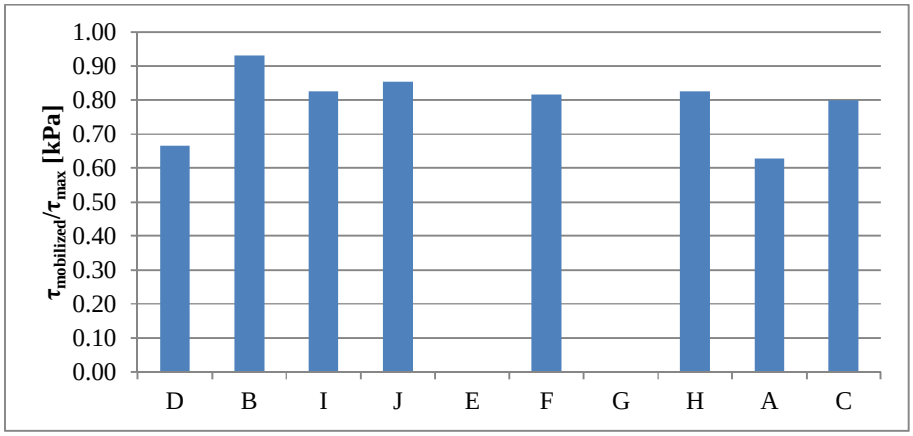


Figure 4-9 Factor of safety as a funcion of mobilized versus maximum available shear strength (Stage 5) - Long-term

The earth pressure calculations for the six most critical sections indicated in Table 3-2 are given in **Appendix G** of this report. Full overburden pressure and loosening earth pressure are used subject to depth of tunnel and ground conditions as per DSRSC-ST.

- Case 1: Section A-A WBT under low GWL: Full overburden pressure.
- Case 2: Section B-B WBT under low GWL: Full overburden pressure.
- Case 3: Section C-C WBT under low GWL: Full overburden pressure.
- Case 4: Section B-B EBT under low GWL: Loosening earth pressure.
- Case 5: Section B-B EBT under high GWL: Loosening earth pressure.
- Case 6: Section B-B EBT under flood GWL: Loosening earth pressure.

Table 4-3 and Table 4-4 summarize the basic design loads in the model for West Bound Tunnel and East Bound Tunnel.

Table 4-3 East Bound Tunnel (EBT) Basic Design Loads

Section	Design Input	Low Groundwater Table	High Groundwater Table	Flood Level
B-B	Ground level	2.73 m E.L.		
	Water level	-1.93 m E.L.	2.73 m E.L.	+3.12 m E.L.
	Maximum soil cover (m)	22.27	22.27	22.27
	Vert. earth pressure (incl. surcharge) (kPa)	126.22	110.05	104.74
	Horizontal earth pressure at crown (kPa)	63.11	55.02	52.37
	Horizontal earth pressure at bottom (kPa)	63.11	55.02	52.37
	Water pressure at crown (kPa)	172.36	218.08	221.90
	Water pressure at bottom (kPa)	237.60	283.31	287.14
	Self-weight load (kN/m^2, $\gamma_c \times A$)	7.80	7.80	7.80
	Coefficient of lateral earth pressure (Table 3-12)	0.50	0.50	0.50

Table 4-4 West Bound Tunnel (WBT) Basic Design Loads

Section	Design Input	Lowest Water Table
A-A	Soil thickness (m)	8.4
	Ground load (full overburden) (kPa)	135.2
	Horizontal earth pressure at crown (kPa)	67.6
	Horizontal earth pressure at bottom (kPa)	103.1
	Water pressure at crown (kPa)	37.96
	Water pressure at bottom (kPa)	103.20
	Self-weight (kPa)	7.8
	Coefficient of lateral earth pressure	0.50
B-B	Soil thickness (m)	9.9
	Ground load (full overburden) (kPa)	152.9
	Horizontal earth pressure at crown (kPa)	76.4
	Horizontal earth pressure at bottom (kPa)	112.0
	Water pressure at crown (kPa)	51.70
	Water pressure at bottom (kPa)	116.94
	Self-weight (kPa)	7.8
	Coefficient of lateral earth pressure	0.50
C-C	Soil thickness (m)	9.01
	Ground load (full overburden) (kPa)	136.9
	Horizontal earth pressure at crown (kPa)	68.5
	Horizontal earth pressure at bottom (kPa)	104.0
	Water pressure at crown (kPa)	48.76
	Water pressure at bottom (kPa)	113.99
	Self-weight (kPa)	7.8
	Coefficient of lateral earth pressure	0.50

4.2 Existing Building Structure Effect

The proposed tunnel is running across the urban area of Ho Chi Minh City; at specific sections high-rise buildings, built on wooden piles, influence the load conditions and the design. Critical design sections are identified:

- High-rise buildings can be found on both sides of the proposed alignment at CH0+980; maximum building load occur at CH0+860;
- Asymmetrical building load is also identified at CH 0+966, a 6 stories building is located to the east side of the tunnel and there is not any building to the west side.

Detailed calculations of building loads, shown in Figure 4-14 and in Figure 4-15, can be found in **Appendix E**.

To determine the additional loads from building(s) acting on the tunnel, the following methodology is used:

i. Two PLAXIS models for Section B-B (CH0+860) and Section C-C (CH0+980) are established to assess the additional normal stress acting on the tunnel lining due to (1) Maximum building load with shallow foundation at Section B-B and (2) Maximum unbalanced building load at Section C-C.

ii. The building load is calculated by 15kPa x no. of story of building x building width / total footing width. As soil-pile interaction is complex, simplification is needed for modeling purposes. The methodology described in Craig's Soil Mechanics (see **Appendix E**) is applied. To calculate the load transferred from the piles to the soil, an equivalent uniformly distributed load is defined at a certain depth (2Db/3) from the pile cap. In sand stratum, according to Craig, a 1:4 load spread can be assumed from the perimeter of the piles (Figure 4-10).

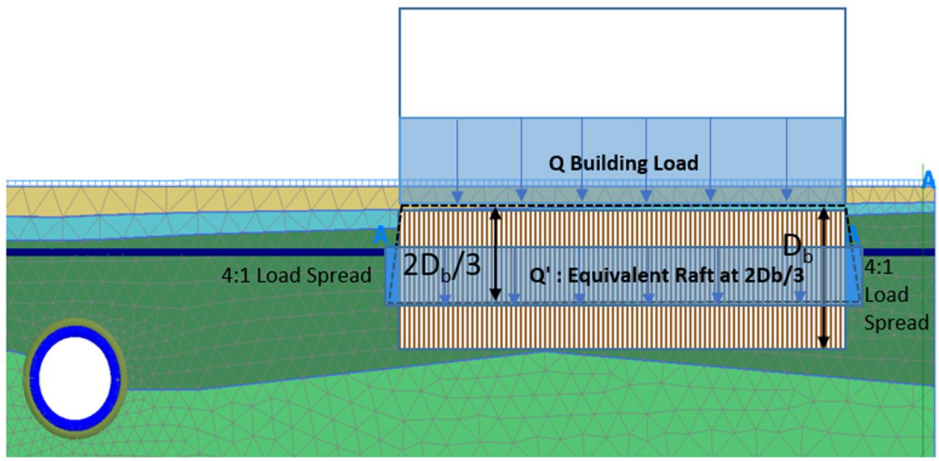


Figure 4-10 Equivalent Raft Concept

iii. For each section, two stages of the FEM model are set. The first stage is to model the construction of both East Bound tunnel and West Bound tunnel with the existing building load. The second stage is to model the tunnels construction without the existing building load.

iv. The effective normal stress of tunnel lining interface is extracted from both stages (σ_a' & σ_b'). (Figure 4-11(top-left) and Figure 4-11(top-right))

v. The difference between $\sigma_b' - \sigma_a'$(Figure 4-11(bottom)) is calculated as the additional effective normal stress due to the existing building, so as to simulate the TBM tunnel crossing these buildings. The beneficial effects given by the stress in tangential direction is ignored since the axial force will be increased due the stress in this direction.

vi. The additional effective normal stress due to adjacent buildings acts as a load case (Building Load) in SAP2000 structural model.

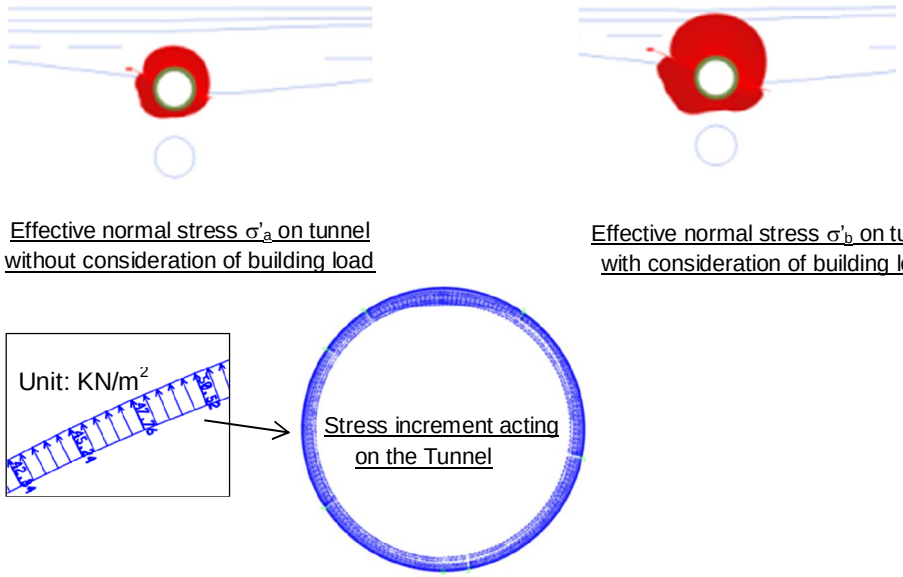


Figure 4-11 Illustration of Calculation Procedure: Additional Effective Normal Stress Acting on the Tunnel Lining (in SAP2000, bottom), Defined Based on PLAXIS Analysis ("Additional Load" = "With Building Load" – "Without Building Load", top)

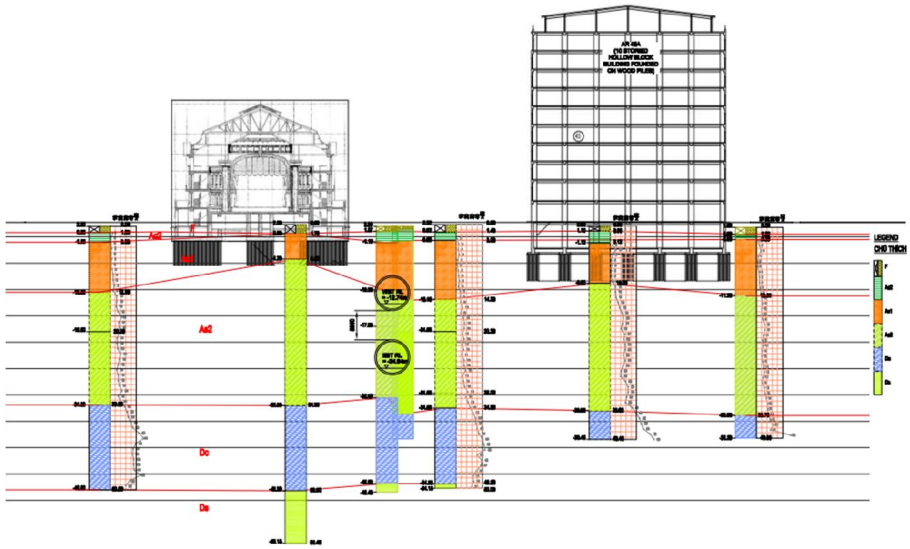


Figure 4-12 Geological section B-B at CH0+860 (Maximum building load)

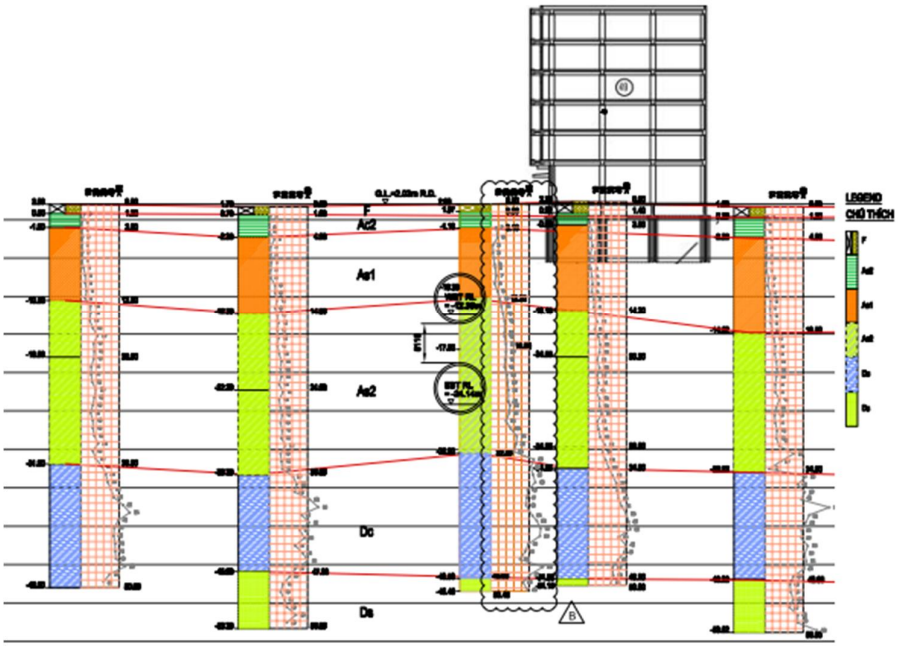
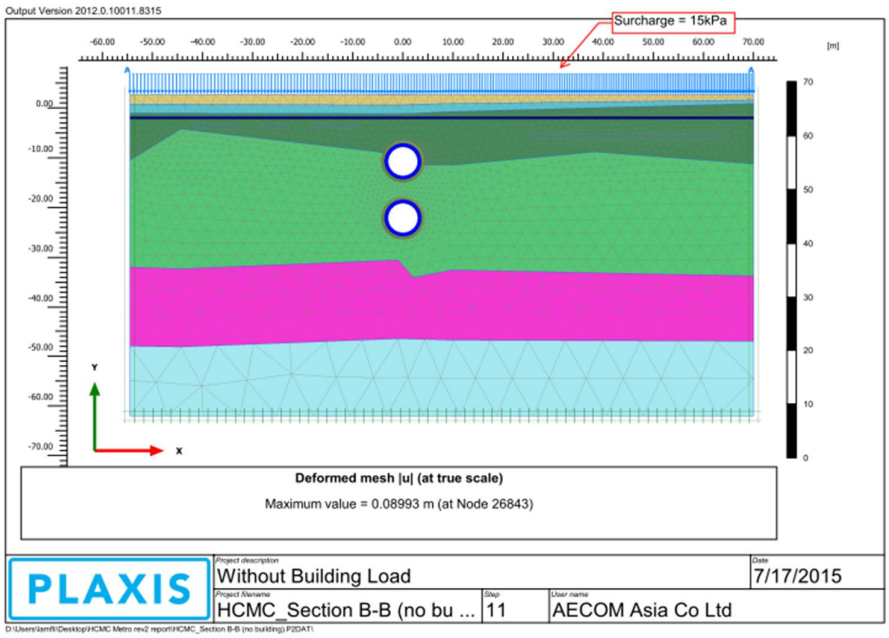


Figure 4-13 Geological section C-C at CH0+980 (Maximum unbalanced building load)

The stress increments due to building load are considered as a part of structural analysis using SAP2000.



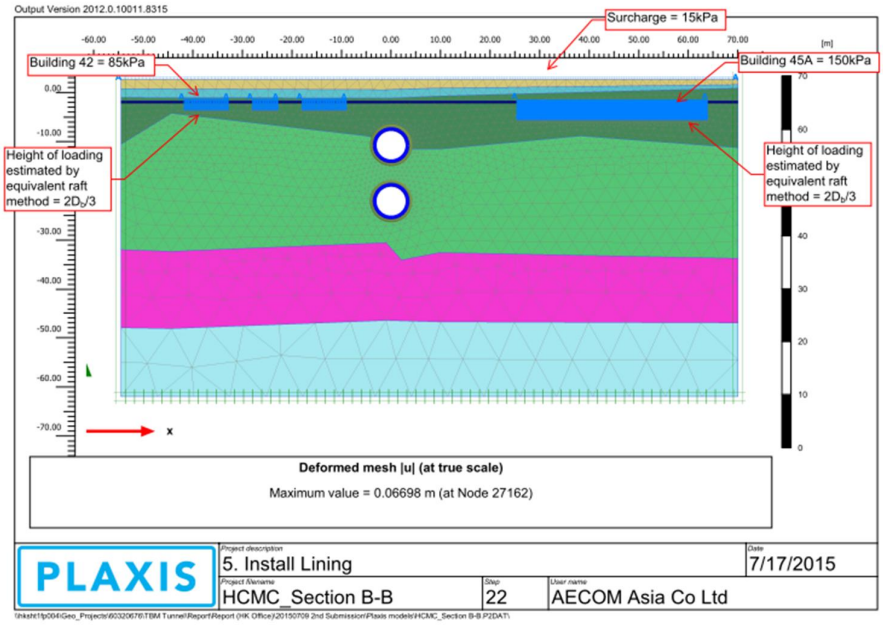
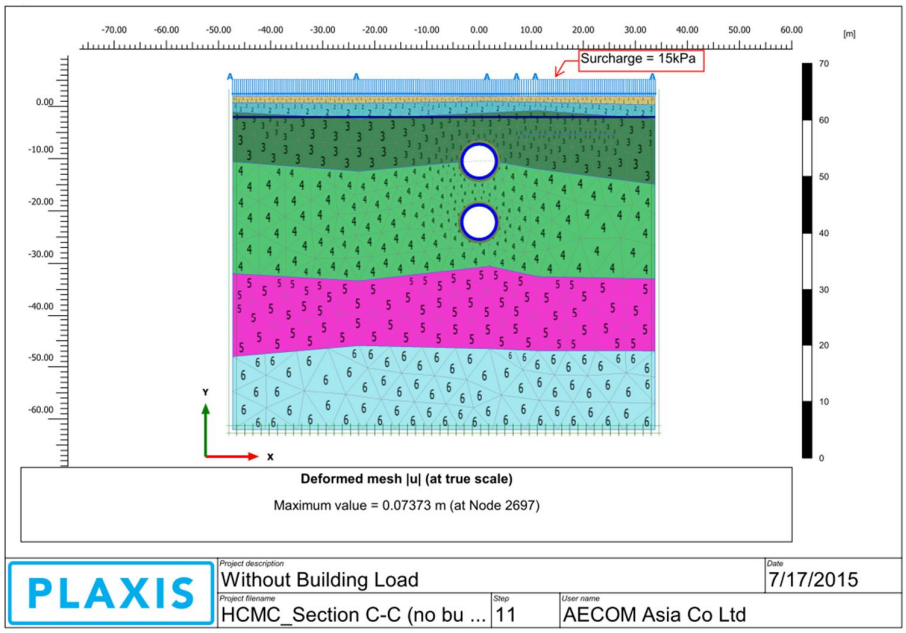


Figure 4-14 FEM Model (PLAXIS 2D) at Section B-B



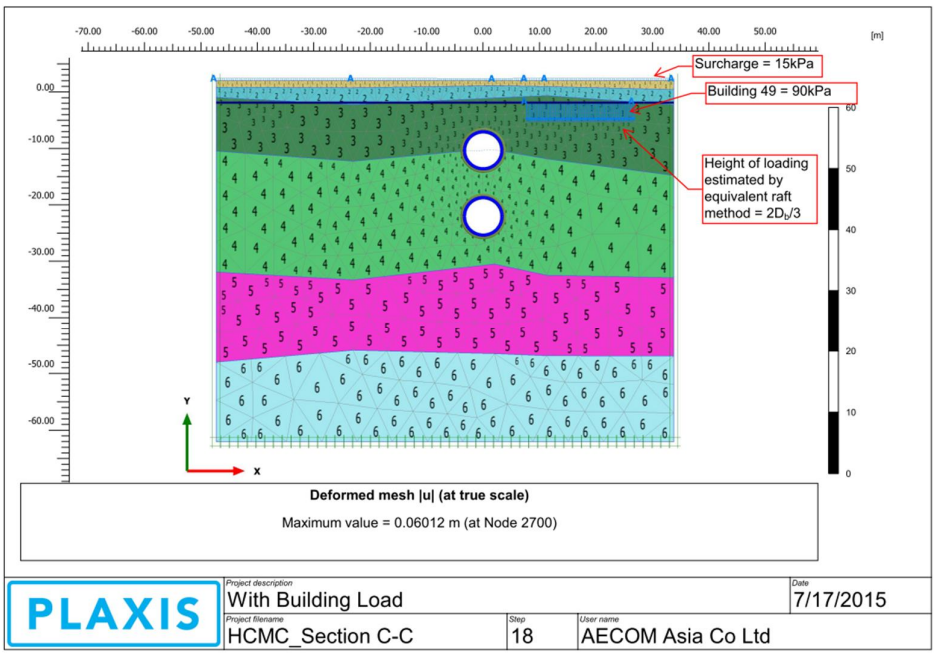


Figure 4-15 FEM Model (PLAXIS 2D) at Section C-C

The additional loading caused by the buildings is considered in the load combinations given in Table 3-6 and Table 3-7. The load combination was analyzed in the structural Beam-Spring Model described in Section 4.

The lining capacities are then checked according to the SAP2000 Structural Analysis Results. The corresponding calculations are given in **Appendix J** and summarized in Section 7 of the report.

4.3 Twin Shield Tunnel Construction Effect

4.3.1 General

In chronological order, the construction of the East-Bound track Tunnel will be carried out first. Afterwards, the West-Bound track Tunnel will be built. The construction of the West-Bound track Tunnel may influence the stress-state of the soil media surrounding the East-bound track. The changes in stress-state are studied with Plaxis 2D (ver. 2012) software to ensure safe design in all construction stages. The construction influence of the West-Bound track Tunnel on the East-Bound track Tunnel is reflected in this report as 'twin-tunnel effect'. The aim of the models is to deliver the change of effective normal stress in the interface elements of the East-Bound track Tunnel lining due to the construction stages of the West-Bound track Tunnel. The obtained changes can be inputted afterwards into the structural model built in SAP 2000.

Four Plaxis 2D models are built representing 4 different cross-sections reflecting the soil profiles, tunnel alignments, surface load conditions, etc. The selected cross-sections are:

Table 4-5 Selected Cross-Sections

Section	Chainage	Conditions
Section A-A	Chainage 1+400	Twin-tunnels are aligned in 'diagonal'
Section B-B	Chainage 0+860	Twin-tunnels are aligned vertically
Section C-C	Chainage 0+980	Twin-tunnels are aligned vertically
Section D-D	Chainage 1+550	Twin-tunnels are aligned horizontally

Calculations are reflecting the face pressures which are planned to be applied during the construction. Both lower and upper limit face pressures are considered in these calculations. The design values of the face pressure are given by the construction team, details are available in Table 4-8 . In case when face pressure values are not available at specific studied cross-sections, linear interpolation is used. Accordingly, the applied min/max face pressures are as follows:

Table 4-6 Min/Max Face Pressures

Section	Chainage	Lower limit face pressure	Upper limit face pressure
Section A-A	Chainage 1+400	0.107 MPa	0.169 MPa
Section B-B	Chainage 0+860	0.179 MPa	0.223 MPa
Section C-C	Chainage 0+980	0.160 MPa	0.203 MPa
Section D-D	Chainage 1+550	0.141 MPa	0.209 MPa

The relaxation value is reviewed based on the project specific information including the TBM configuration and the available ground information. Based on the experience of the construction team, 30% of ground relaxation is assumed to be reasonable and controllable during the construction stage. The 30% ground relaxation is achieved in the model by using the ΣM_{stage} value 0.3 at the construction stage related to the West-Bound track Tunnel excavation.

In order to take segment joint effect of the tunnel into account, the equivalent stiffness is adopted. According to JSCE No. 23, the stiffness of the West-bound track Tunnel is decreased with the factor of 0.8 (JSCE No. 23, Section 5.3.1), see as bellow.

Table 4-7 Equivalent Stiffness Values

Tunnel material (type)	η	ζ
Steel	0.9	0.1
Reinforced concrete/composite	**0.8**	0.2
Composite	0.7	0.3

Table 4-8 Face Pressure of WBT at Different Tunnel Chainage

管理土圧計算表（西側線）
Calculation of Shield Face Pressure Management (West Boundtrack)

			単位 Unit	Opera House 0+805 km	1+000 km	1+200 km	1+400 km	Ba Son 1+586 km
上限管理値 Upper Limit			Mpa	0.232	0.200	0.209	0.169	0.219
	(土被り) (Earth Covering)	h	m	15.0	15.0	14.0	14.0	14.0
	静止土圧 Stratified Pressure	P0	MPa	0.105	0.073	0.101	0.081	0.111
	静止土圧係数 Coefficient of Earth Pressure at Rest	K0		0.515	0.357	0.515	0.357	0.515
	上載荷重 Surcharge Load	q	MPa	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	$\Sigma\gamma h$		kN/m^2	28.75	27.96	25.99	26.25	24.97
	表層の単位体積重量 Surface Layer Unit Weight	γ_f	kN/m^3	20.40	20.40	20.40	20.40	20.40
	表層厚 Surface Layer Thickness	h_f	m	2.0	1.0	1.0	3.0	1.0
	Ac2層の単位体積重量 AC2 Layer Unit Weight	γ_{Ac2}	kN/m^3	15.99	15.99	15.99	15.99	15.99
	Ac2層厚 AC2 Layer Thickness	h_{Ac2}	m	3.0	5.0	5.0	5.0	8.0
	As1層の単位体積重量 As1 Layer Unit weight	γ_{As1}	kN/m^3	19.33	19.33	19.33	19.33	19.33
	As1層厚 As1 Layer Thickness	h_{As1}	m	10.0	9.0	8.0	5.0	5.0
	As2層の単位体積重量 As2 Layer Unit Weight	γ_{As2}	kN/m^3	19.72	19.72	19.72	19.72	19.72
	As2層厚 As2 Layer Thickness	h_{As2}	m	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
	間隙水圧 Pore Water Pressure	Pe	MPa	0.10	0.10	0.08	0.06	0.05
	着目点の土の内部摩擦角 Internal Frictional Angle	ϕ	°	29	40	29	40	29
	地下水圧 Ground Water Pressure	Pw	MPa	0.11	0.11	0.09	0.07	0.09
	予備圧	α	MPa	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

			単位 Unit	Opera House 0+805 km	1+000 km	1+200 km	1+400 km	Ba Son 1+586 km
下限管理値 Lower Limit			Mpa	0.187	0.157	0.152	0.107	0.149
	(土被り) (Earth Covering)	h	m	15.0	15.0	14.0	14.0	14.0
	主働土圧 Active Earth Pressure	Pa	MPa	0.050	0.030	0.044	0.028	0.041
	主働土圧係数 Coefficient of Active Earth Pressure	Ka		0.347	0.217	0.347	0.217	0.347
	上載荷重 Surcharge Load	q	MPa	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	$\Sigma\gamma h$		kN/m^2	13.75	12.96	11.99	12.25	10.97
	表層の水中単位体積重量 Surface Layer Submerged Unit Weight	γ_f	kN/m^3	10.59	10.59	10.59	10.59	10.59
	表層厚 Surface Layer Thickness	h_f	m	2.0	1.0	1.0	3.0	1.0
	Ac2層の水中単位体積重量 AC2 Layer Submerged Unit Weight	γ_{Ac2}	kN/m^3	6.18	6.18	6.18	6.18	6.18
	Ac2層厚 AC2 Layer Thickness	h_{Ac2}	m	3.0	5.0	5.0	5.0	8.0
	As1層の水中単位体積重量 As1 Layer Submerged Unit weight	γ_{As1}	kN/m^3	9.52	9.52	9.52	9.52	9.52
	As1層厚 As1 Layer Thickness	h_{As1}	m	10.0	9.0	8.0	5.0	5.0
	As2層の水中単位体積重量 As2 Layer Submerged Unit Weight	γ_{As2}	kN/m^3	9.91	9.91	9.91	9.91	9.91
	As2層厚 As2 Layer Thickness	h_{As2}	m	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
	間隙水圧 Pore Water Pressure	Pw	MPa	0.10	0.10	0.08	0.06	0.05
	着目点の土の内部摩擦角 Internal Frictional Angle	ϕ	°	29	40	29	40	29
	着目点の土の粘着力 Cohesion	c	MPa	0	0	0	0	0
	地下水圧 Ground Water Pressure	Pw	MPa	0.12	0.11	0.09	0.06	0.09
	予備圧	α	MPa	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

Remark: The face pressure has been reviewed by SMJO construction team and slightly updated from the last submission. Design has been reviewed against the updated face pressure and confirmed no design changes are required.

4.3.2 Effects of Twin-Tunnel

The structural lining forces induced on the EBT through various phases are considerably affected by the WBT during and after construction. Both short-term effect (face pressure of WBT) and long-term effect (stress release) were analysed accordingly to evaluate the stress change on the EBT.

The face pressures mentioned in Table 4-6 have been considered in the Plaxis analyses before excavation of the second tunnel.

The detailed sequences in Plaxis are as follow:

- Stage 1: Initial stress analysis
- Stage 2a: Apply face pressure in front of excavation face of lower tunnel
- Stage 2b: Excavation of lower tunnel with 30% release ratio
- Stage 3: Installation of EBT lining (i.e. 100% release ratio)
- Stage 4a: Apply face pressure to upper tunnel at TBM front face without removal of soil (considered in short-term effect only).
- Stage 4b: Excavation of upper tunnel with 30% release ratio (considered in long term effect)
- Stage 5: Installation of WBT tunnel lining (i.e. 100% release ratio)

The short term condition only considers the effect of face pressure before excavation of the shallow tunnel (WBT). The long-term condition considers the application of 30 per cent relaxation, and lining installation for both tunnels. During the study of long-term condition, no face pressure has been applied (see Figure 4-16).

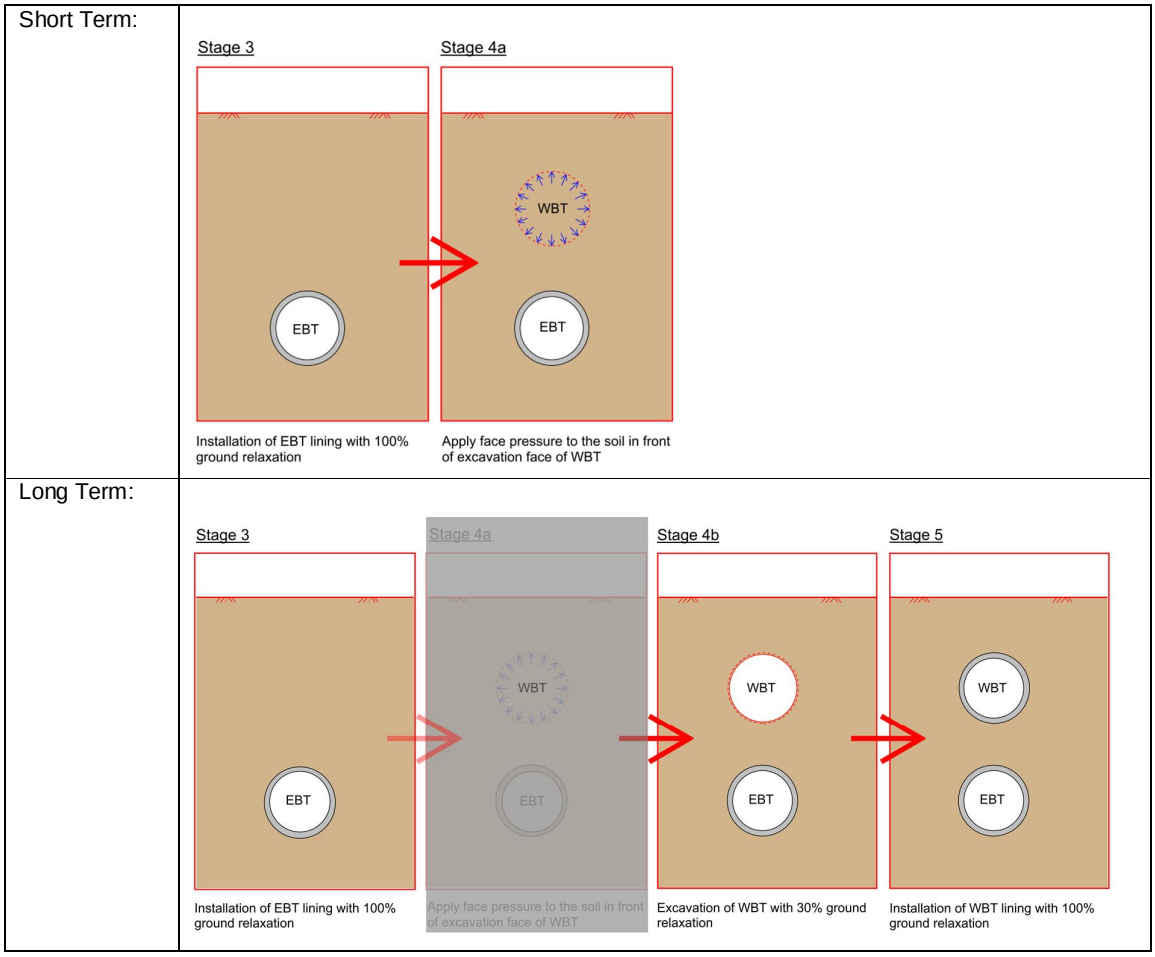


Figure 4-16 Illustration of Applied Construction Stages for Short Term and Long Term Conditions

4.3.3 Analysis of Face Pressure Effect (Short-term effect)

The steps of the short-term Plaxis analysis are as follows:

- Stage 1: Initial stress analysis,
- Stage 2a: Apply face pressure in front of excavation face of EBT,
- Stage 2b: Excavation of EBT with 30% release ratio,
- Stage 3: Installation of EBT lining (i.e. 100% release ratio),
- Stage 4a: Apply face pressure to WBT at TBM front face without removal of soil.

Based on the results shown in Table 4-9, it can be concluded that the effective normal stress considering the face pressure from WBT tunnel (Stage 4a) is equal to the stress after installation of the EBT (Stage 3). The average change of effective stress is only 0.6%. Therefore, the additional stress due to face pressure is minimal.

The stress values are then applied to SAP2000 models. The average change of bending moment is 0.4%. Moreover, the change of bending moment at the critical location is only 0.1%. It can be concluded that the change will not affect the lining design significantly. The change of bending moment is marginal.

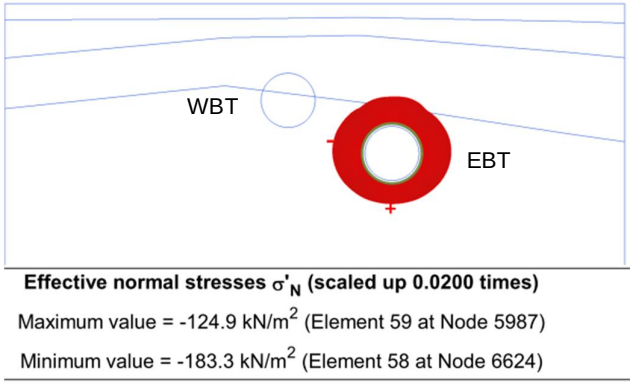
As a result, the cases for face pressure at front face (Stage 4a) is not considered as critical load condition, therefore, further separated analysis during the twin tunnel effect is considered not necessary.

Table 4-9 Comparison of Effective Normal Stress between Stages 3 and 4a

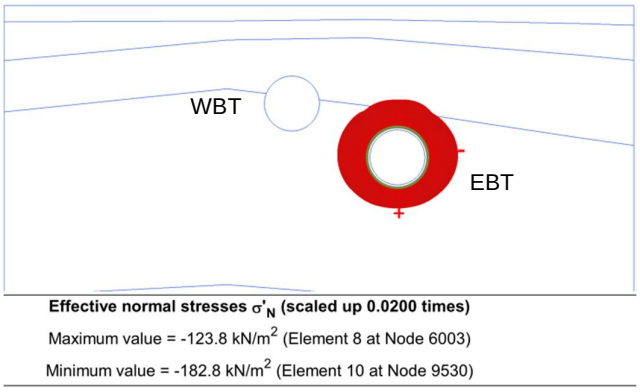
Stage	Effective normal stress, σ' [kN/m^2]	
	Max	Min
(3) EBT Lining Installation	-71.70	-119.60
(4a) Only Face Pressure	-70.97	-119.00
% Difference	-1.01%	-0.44%

The primary grout pressure is equivalent to the water pressure plus 0.5 bar (50 kPa) at the shallow sections (e.g. approximately 0.21 MPa for the WBT at Section B-B) which is slightly larger than the proposed face pressure (e.g. 0.206 MPa for the WBT at Section B-B). It is found that application of primary grouting decrease the twin tunnel effect, hence considered as a favourable effect. Ensuring conservative design, primary grouting is not considered in the Plaxis model.

(1) Before the driving of West Bound Tunnel:



(2) After the construction of West Bound Tunnel:



(3) Difference in Effective Normal Stress Acting on EBT before and after installation of WBT

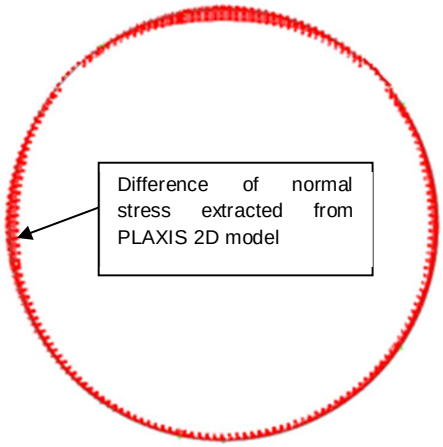
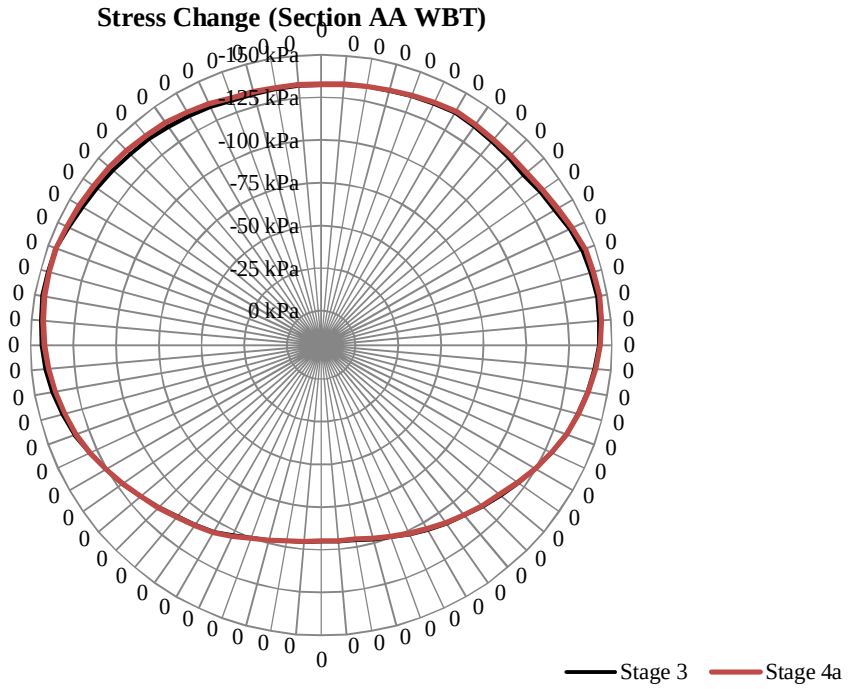
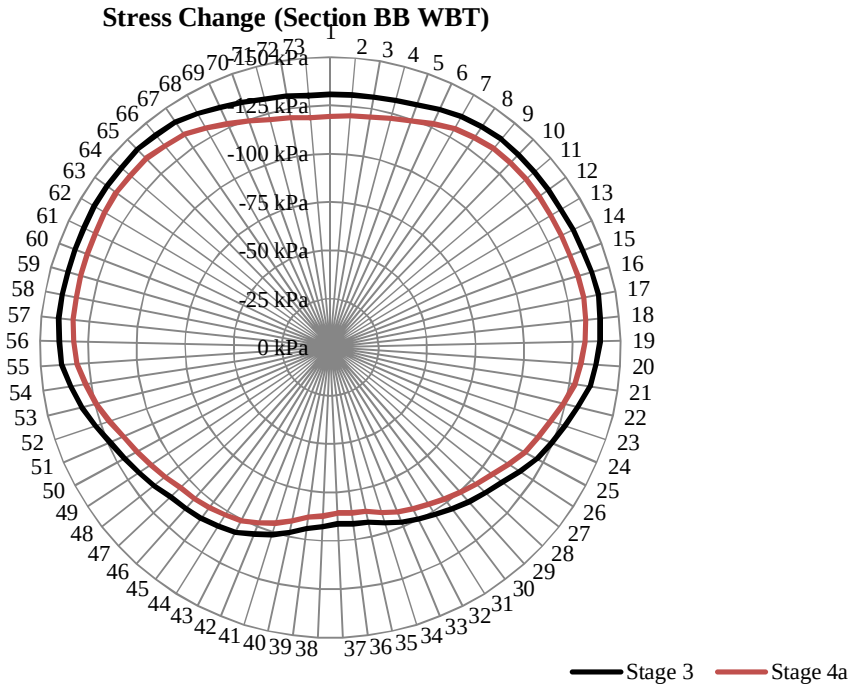
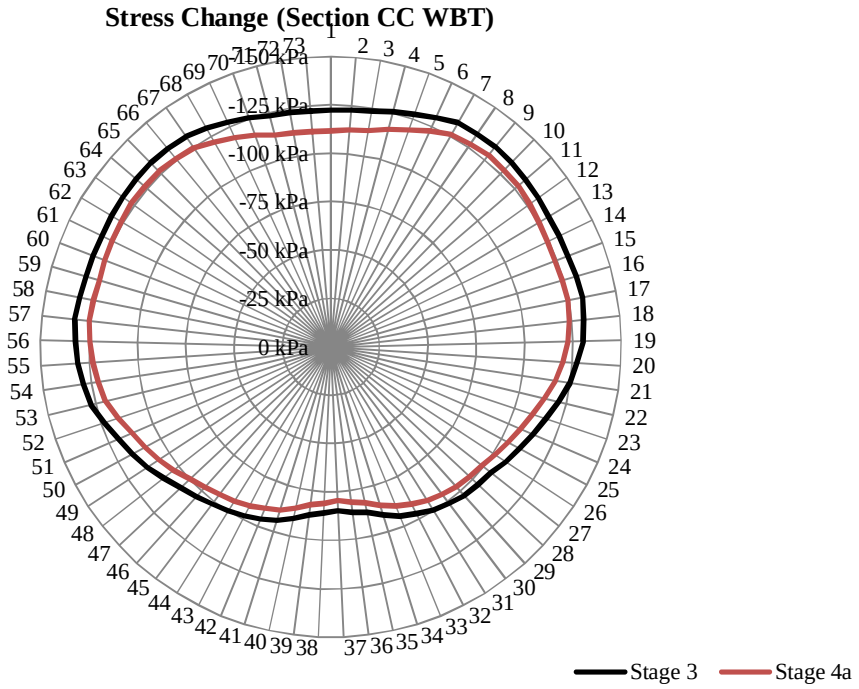


Figure 4-17 (1) Effective Normal Stress Acting on EBT before Construction of WBT; (2) Effective Normal Stress Acting on EBT after Lining Installation of WBT; (3) Difference in Effective Normal Stress Acting on EBT before and after installation of WBT (Defined as (1) – (2))

Remark: Negative values represent compression based on the conventions of Plaxis.


Stress Change (Section AA WBT)
-150 kPa
-125 kPa
-100 kPa
-75 kPa
-50 kPa
-25 kPa
0 kPa
Stage 3
Stage 4a


Stress Change (Section BB WBT)
-150 kPa
-125 kPa
-100 kPa
-75 kPa
-50 kPa
-25 kPa
0 kPa
Stage 3
Stage 4a



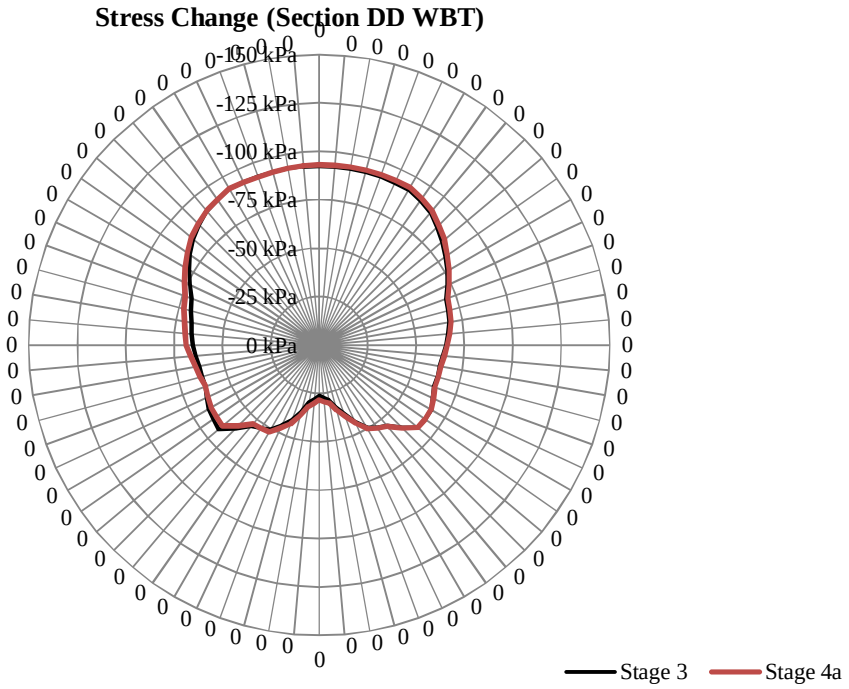


Figure 4-18 Effective normal stress of EBT due to excavation of second tunnel

4.3.4 Analysis on Twin Tunnel Effect due to Stress Release (Long-Term)

As mentioned above, the effect due to face pressure is considered minimal. Therefore, the construction phrase for face pressure ahead the TBM excavation face is not considered in the Plaxis analysis for the twin tunnel construction.

Steps of analysis (Plaxis 2D analysis):

1. Excavation and lining construction of East-Boundtrack Tunnel is taken as a construction stage;
2. Effective normal stress in the interface element of the East-Boundtrack Tunnel is stored;
3. Excavation of West-Bound track Tunnel modelled, min/max face pressures, and assuming 30% relaxation ($\Sigma M_{stage} = 0.3$);
4. Installation of the tunnel lining is set as final stage (using equivalent stiffness);
5. After-construction effective normal stress in the interface element of the East-Bound track Tunnel is obtained;
6. The change in effective normal stress in the interface element of the East-Bound track Tunnel is calculated

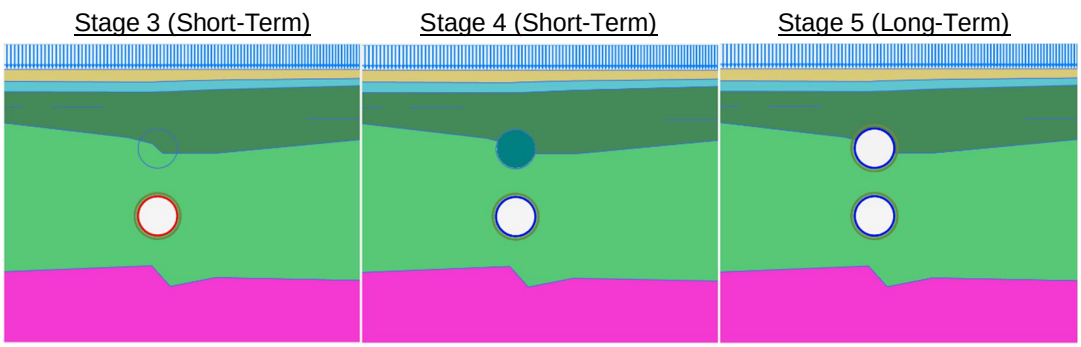
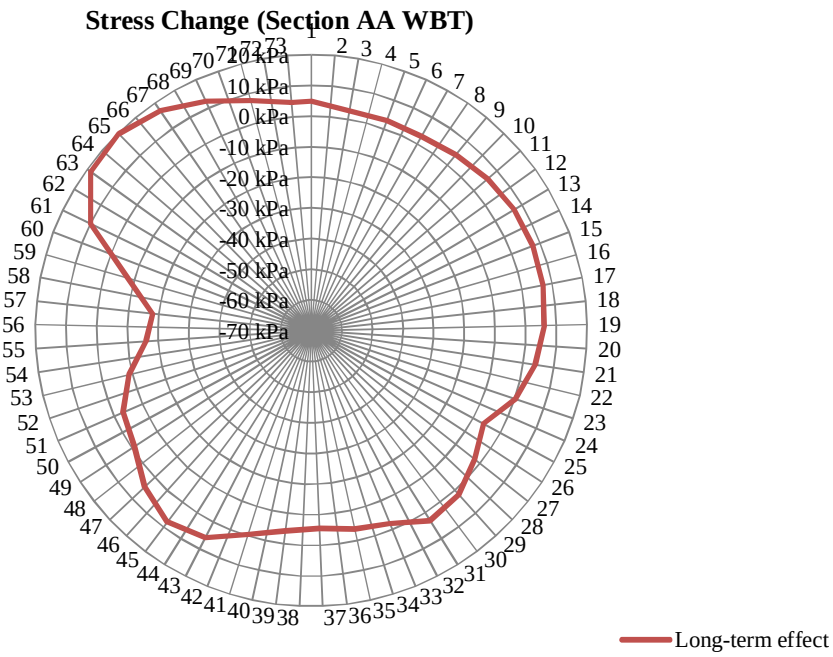
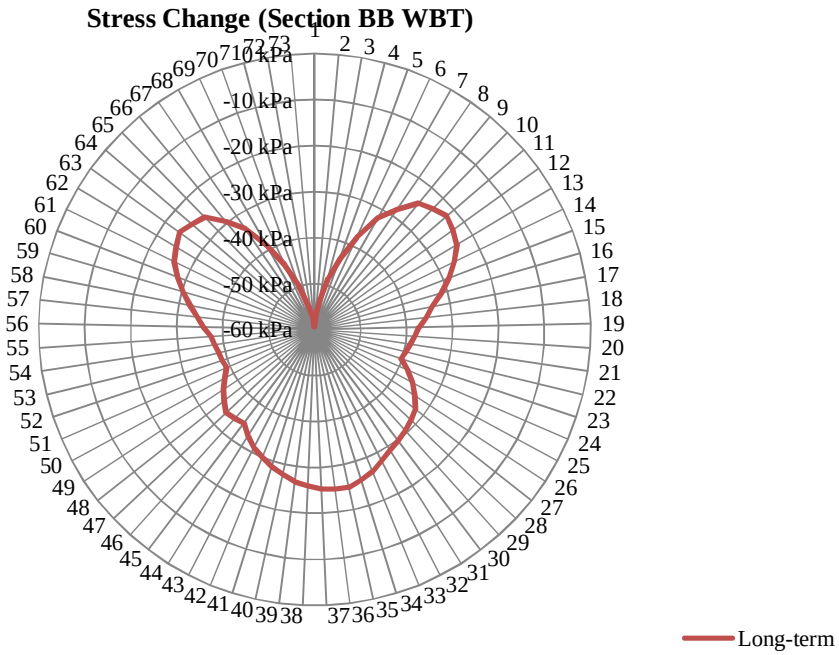


Figure 4-19 Illustration of Applied Construction Stages: (3) Excavation and Lining Installation of EBT; (4) Excavation of WBT; (5) Lining installation of WBT

Change in effective normal stress acting on the interface element of the East-Bound track Tunnel at different locations is detailed as below. Negative values represent the decrease of stress, while positive ones are stress increments.





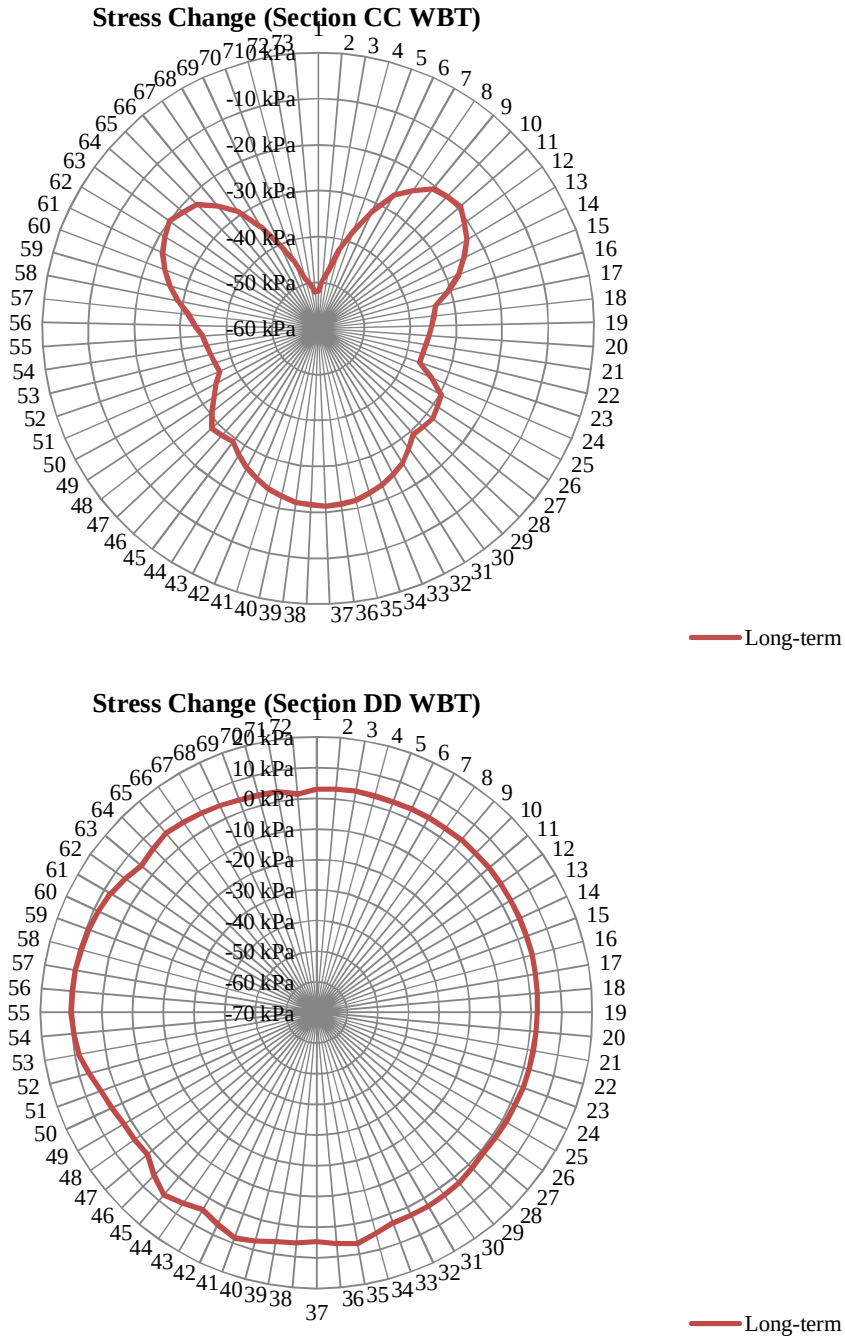


Figure 4-20 Additional effective normal stress due to excavation of second tunnel

Based on the FEM analyses, the stress acting on the EBT is generally decreasing after the construction of the WBT due to unloading, and due to the redistribution of the soil arching. The twin-tunnel effect is the most significant, when the tunnels are aligned vertically, and the smallest when the tunnels are aligned horizontally. Details of this analyses are attached in **Appendix F**. The calculated stresses due to twin-tunnel effect are then inputted to the SAP2000 models for further structural analyses.

5. STRUCTURAL ANALYSIS METHODOLOGY

5.1 Two Ring Beam-Spring Model

The full circumference spring two ring beam-spring model was used was use in the structural analysis according to DSRSC-ST. The model represents segments of a shield tunnel as beams and the circumferential and longitudinal joints as springs. The segment ring is modeled as a beam. The segment and ring joints are modelled as rotational springs and shear springs respectively.

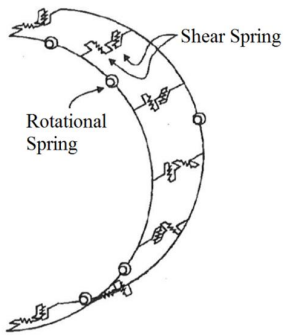


Figure 5-1 Structure Model Segment Rings (Beam -Spring Model)

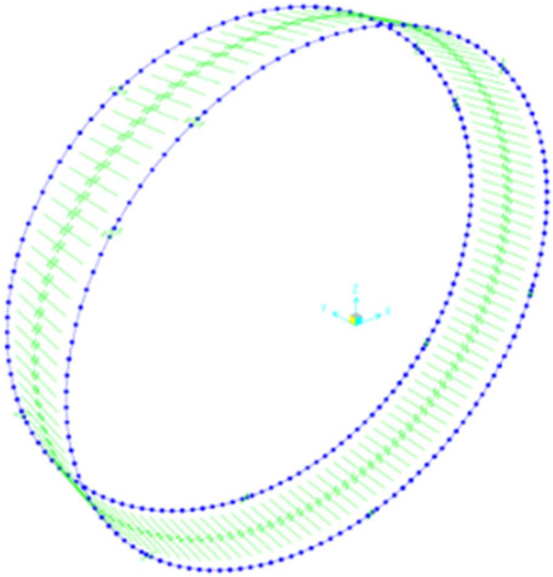


Figure 5-2 SAP2000 Model Layout

The SAP2000 beam spring model shown in Figure 5-2 consists of two rings formed by 128 beams. The beams are located at every 2.8125° defined using the standard polar coordinates indicated in Figure 5-3.

The rotational springs and shear springs are defined using link elements in SAP2000. 128 shear springs (link elements in SAP2000) connect the two rings to represent the circumferential joint between rings. Six rotational springs (link elements in SAP2000) represent the segment joints. The segment joints are located every 67.5° for the counter key and regular segments and 22.5° apart at the Key Segment. At this location of segmental joints, the rotational springs using additional 6 joints to connect the rotational spring link elements to the beams.

The values of the rotational springs are determined by iterations according to Leonhardt (1966) equation given **in Appendix H** for all studied cases (Case 1 to 6, Table 3-2), except for self-weight load, where different methodology is applied. In principle, Leanhardt's equation delivers relationship between eccentricity ratio and rotation spring values (see, Section 5.1.2). In case of self-weight load, rotational spring is derived from joint spring equation from JSCE.

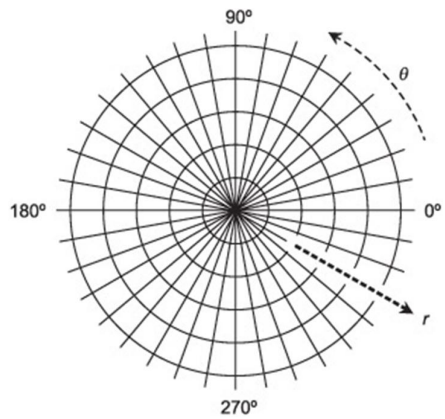


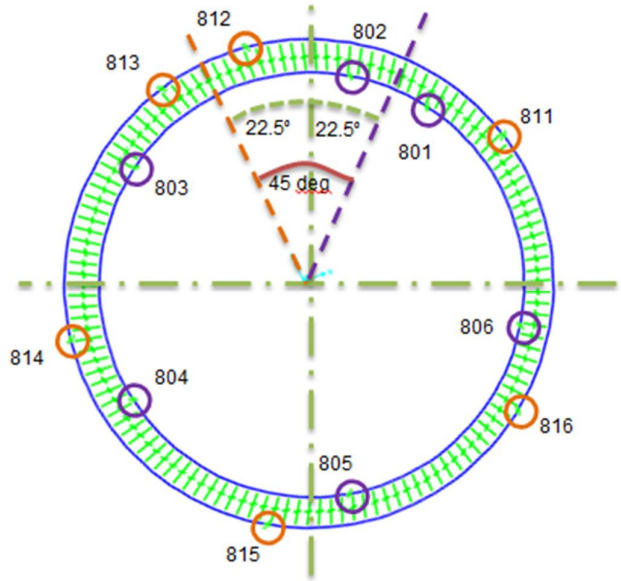
Figure 5-3 Standard Polar Coordinates

.

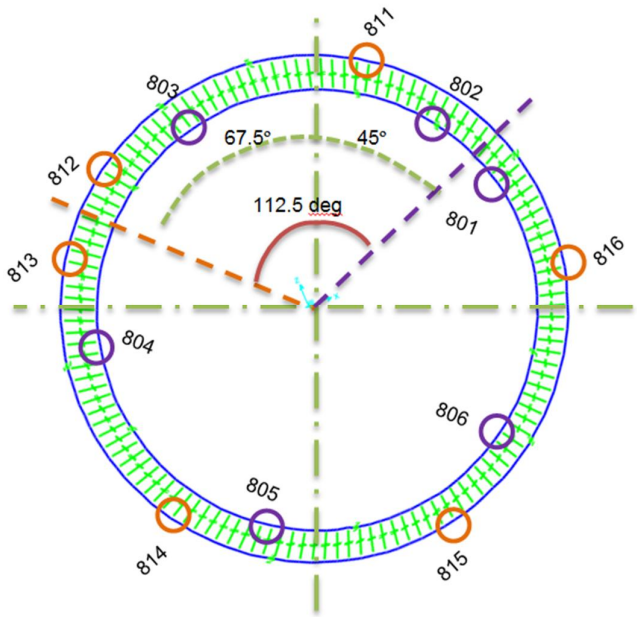
Various orientations (K-Segment positioning) considered and discussed with construction team and two main orientations with a rotated angle of 45 degree and 112.5 degree between the first and the second ring, are selected for the structural analyses. It also has to be noted that only the studied two orientations are allowed! Different K-segment locations shall be studied independently if such scenario is encountered. The schematic view of developed intrados is presented in drawing no. CP1b-CTS-TD-TBMS-00060. The arrangement of the segment should fulfill the following criteria:

1. The arrangement of the tapered rings should be the same as the straight rings;
2. The key segment should always be situated above the tunnel spring line; and
3. The segment joint of the two adjacent rings shall not be in same alignment.

All two possible orientation combinations are shown in Figure 5-4.



Orientation I – Rotational Angle of 45 degree between Rings



Orientation II – Rotational Angle of 112.5 degree between Rings

Figure 5-4 Schematic Views of Segment Arrangement

5.1.1 Calculation of Soil Spring Constant

The beam-spring model with full circumference subgrade reaction springs is used. The subgrade reaction is given by the compression-only springs in the beam-spring model as shown in Figure 5-5. Only the radial ground springs are considered to ignore the beneficial effects given by the tangential ground springs. The tangential ground springs are not considered to ignore shear forces and frictions in the soil interaction with the tunnel as a conservative design assumption under both ordinary and seismic conditions.

The subgrade reaction spring values are selected with the aid of SPT-N values and Table 5-1. In calculation spreadsheets (**Appendix H**, Pages 4 to 6), the average SPT-N values at tunnel level are calculated. With the aid of Table 5-1 and linear interpolation, the applied soil spring values are determined for the structural analysis. In the conservative side, the smaller spring values for "during backfill injection and hardening" condition are adopted in the design.

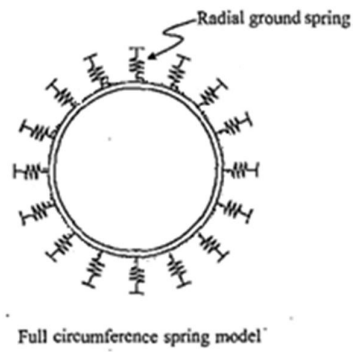


Figure 5-5 Ground Interaction/Subgrade Reaction Model (after Figure 5.6.1 of DSRSC-ST)

Table 5-1 Value of Soil Reaction Coefficient × Tunnel Radius in the Full Circumference Spring Model (in 10^3 kN/m^2) (after Table 5.6.1 of DSRSC-ST)

	Type of soil	During backfill injection and hardening*1	After backfill injection and hardening*2	Approx. N value
Sandy soil	Extremely dense	35.0～47.0	55.0～90.0	30≦N<50
	Dense	21.5～35.0	28.0～55.0	15≦N<30
	Moderate, loose	～21.5	～28.0	N<15
Cohesive soil	Consolidated	31.5～	46.0～	25≦N
	Hard	13.0～31.5	15.0～46.0	8≦N<25
	Moderate	7.0～13.0	7.5～15.0	4≦N<8
	Soft	3.5～ 7.0	3.8～ 7.5	2≦N<4
	Extremely soft	～3.5	～ 3.8	N<2

*1 Lateral section design with primary loads and study of loads during construction
*2 Study of impact of adjacent work, impact of earthquakes, and special loads etc.

Table 5-2 Value of Soil Spring (in m x10^3 kN/m^2)

Spring Type	Case	Value	References
Soil spring in the radial direction	All load cases* for shallow tunnel	k_r = 6772 kN/m^3	DSRSC-ST
	All load cases* for deep tunnel	k_r = 8252 kN/m^3	DSRSC-ST
	Self-Weight (assumed 1/10 of hydro and earth pressure)	k_r = 677 kN/m^3	DSRSC-ST

*Including seismic case and excluding self-weight model.

The details and summary of subgrade reaction springs adopted in the structural analysis beam-spring models are given in **Appendix H** of the report.

5.1.2 Calculation of Rotational Spring Constant

In case of the self-weight, rotational spring is derived from joint spring equation from JSCE. The calculation details are given in **Appendix H**. The results are given in **Table 5-3**.

$$k_\theta = A_b E_s (d - y)(d - \frac{y}{3}) / l_s$$

$$y = \frac{n \times A_b}{b} * \left\{ -1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times \frac{d}{n \times A_b}} \right\}$$

where:

A_b: Bolt area cross-section;

l_s: bolt free length;

d^+: effective height for positive moment;

d^-: effective height for negative moment;

E_s: bolt Young's modulus;

y: distance for neutral axis; and

n: Young's modulus ratio.

Table 5-3 Rotational Spring Model A

Spring Type	Value	Reference
Self-Weight	k_θ^+ = 7364 kNm/rad k_θ^- = 5264 kNm/rad	JSCE

Curved bolt is used between segments and rings. In relation to this, Leonhardt (1966) equation is used to calculate the spring. The rotation spring constant is used to model the reduction in overall lining stiffness and the degree of moment release of segmental tunnel lining rings.

$$k_\theta = \frac{9}{8} a^2 b E_c m (1 - 2m)^2$$

$$m = \frac{M}{aN}$$

where:

a: Thickness in contact with the other segment;
b: Segment width;
m: Load eccentricity ratio;
E_c: Concrete Young's modulus;
M: Bending Moment on segment joint; and
N: Axial Force on segment joint..

Table 5-4 Rotational Spring and Load Eccentricity Ratio (indicative)

	m	$\mathbf{k_\theta}$ (kNm/rad)
1	0.000	76,440
2	0.167	76,440
3	0.237	67,743
4	0.347	33,643
5	0.500	0

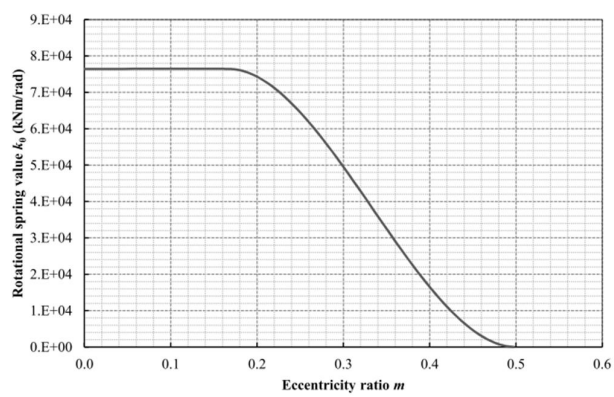


Figure 5-6 Rotational Spring and load eccentricity ratio relationship

According to Leonhardt (1966) equation, the rotational spring value k_θ varies with load eccentricity ratio m. Therefore, structural analysis iterations are used to obtain k_θ of each joint under a specific loading case. The converged values of k_θ determined from different joint locations and loading cases are applied to the most critical six cases for the final structural analyses. The converged k_θ is given in Table 5-5. The converged k_θ values are determined using the exact values from Leonhardt (1966) equation. The table aims shows the magnitudes of the rotational springs at different levels of eccentricity.

Table 5-5 Converged Rotational Spring Values for Structural Analyses

	Polar coordinate of joint – Orient. I. /Orient II. (deg)	Section A-A Load condition: Low GWL Tunnel: WBT				Section B-B Load condition: Low GWL Tunnel: WBT			
		Orientation I.		Orientation II.		Orientation I.		Orientation II.	
		Full shear spring (kNm/rad)	No shear spring (kNm/rad)	Full shear spring (kNm/rad)	No shear spring (kNm/rad)	Full shear spring (kNm/rad)	No shear spring (kNm/rad)	Full shear spring (kNm/rad)	No shear spring (kNm/rad)
Ring 1	55/10	74207	68998	30151	13540	75867	70293	19479	6522
	77/77	24913	8176	18343	12887	24956	17962	34486	16889
	145/145	70943	70044	76419	75757	71869	68086	76429	75623
	212/167	39803	8553	25215	13899	41016	11515	31144	10777
	280/235	34819	3288	68055	36109	19332	5081	65067	31606
	347/302	18068	20941	69264	31196	17086	4564	68504	27344
Ring 2	32/32	62779	55714	52172	53182	63264	55914	51815	47858
	100/55	27257	9163	61339	36175	21476	10426	63642	37898
	122/122	73345	73842	51742	18735	73899	73865	52798	18271
	190/190	30478	15496	16119	11322	18580	5697	30026	6883
	257/257	37580	14453	32835	11324	21702	7219	19402	8973
	325/325	48600	24796	58797	14996	51763	13133	57049	17479

	Polar coordinate of joint – Orient. I. /Orient II. (deg)	Section C-C Load condition: Low GWL Tunnel: WBT				Section B-B Load condition: Flood GWL Tunnel: EBT			
		Orientation I.		Orientation II.		Orientation I.		Orientation II.	
		Full shear spring (kNm/rad)	No shear spring (kNm/rad)	Full shear spring (kNm/rad)	No shear spring (kNm/rad)	Full shear spring (kNm/rad)	No shear spring (kNm/rad)	Full shear spring (kNm/rad)	No shear spring (kNm/rad)
Ring 1	55/10	76171	76326	23530	12877	73595	75018	50376	24878
	77/77	30390	24132	21661	12012	59546	37885	52108	27680
	145/145	71830	67430	75798	76436	74381	75411	76438	76440
	212/167	42138	13093	27733	14957	64023	25866	53595	29990
	280/235	27740	4248	68960	39622	44391	21066	74465	75623
	347/302	25239	22929	70270	33377	43177	14535	74501	74778
Ring 2	32/32	64894	58242	55515	57217	76435	76438	76390	75777
	100/55	27408	7602	65029	37395	56966	35991	76298	75487
	122/122	74778	76420	54749	20409	76416	76428	75501	59351
	190/190	24740	17476	29360	12776	43935	21853	41714	19057
	257/257	29643	7216	31894	11689	47271	11302	46873	12005
	325/325	52470	14489	60355	13131	71233	33810	73084	36325

	Polar coordinate of joint – Orient. I. /Orient II. (deg)	Section B-B Load condition: High GWL Tunnel: EBT				Section B-B Load condition: Low GWL Tunnel: EBT			
		Orientation I.		Orientation II.		Orientation I.		Orientation II.	
		Full shear spring (kNm/rad)	No shear spring (kNm/rad)	Full shear spring (kNm/rad)	No shear spring (kNm/rad)	Full shear spring (kNm/rad)	No shear spring (kNm/rad)	Full shear spring (kNm/rad)	No shear spring (kNm/rad)
Ring 1	55/10	74852	74852	47708	25358	74274	75646	38355	16328
	77/77	56972	34505	50509	25082	46460	24542	40102	23978
	145/145	75340	75340	76437	76440	74628	75890	76437	76440
	212/167	62657	21746	52612	27930	52842	19785	42945	19893
	280/235	42089	21973	73887	75253	33832	14369	73478	65403
	347/302	40814	15590	73906	73488	32352	9929	73533	58084
Ring 2	32/32	76429	76429	76438	75950	76244	76226	73518	74170
	100/55	53803	33548	76282	73966	41511	25442	75552	65575
	122/122	76418	76418	75529	53156	76143	76416	69489	33453
	190/190	42503	22683	40551	14542	33436	23584	32606	22996
	257/257	45246	10499	44226	25643	38208	12660	33741	8168
	325/325	69900	31273	72036	24665	60758	76416	65269	17216

5.1.3 Calculation of Shear Springs Constant

Two values, an upper-bound and lower bound, were adopted for design. The absolute lower-bound is zero. The upper-bound value was taken from DSRSC-ST Reference 16.12 and 16.14. These values are adopted in the structural analyses,

Shear spring constant in the radial direction is calculated as per DSRSC-ST Reference 16.12:

$$kr = \frac{192\,EI}{(2b)^3};$$

$$kr = 1.90E05 \text{ kN/m};$$

Shear spring constant in the tangential direction is calculated as per DSRSC-ST Reference 16.14:

$$k_t = \frac{2L_j hG}{b} = \frac{L_j hE}{b(1+\nu)};$$

$$k_t = 1.30E06 \text{ kN/m};$$

Where L_j is the spacing between joints in the axial direction, E is concrete's Young modulus, G is concrete's Shear modulus, I is moment of inertia and, b is width of tunnel, v is concrete's Poisson ratio, and h is the thickness of the cross section.

6. STRUCTURAL ANALYSIS RESULTS

Structural analysis considers permanent and construction loads (dead load, vertical earth pressure, horizontal earth pressure, ground water pressure, surcharge, building load and railway live load) for each section A-A, B-B and C-C detailed in section 3.1 Proposed Design Cross-Sections. Each cross-section considers all the SLS and ULS load combinations (see Table 3-2). Secondary Grouting is analyzed in a different model in section 8.2. The results summary for the cross-sections is given in Table 6-1 to Table 6-6.

An additional structural analysis is considered for self-weight load only. This accounts for the self-weight load during construction when the lining ring is erected in the TBM. The results for self-weight model is shown in Table 6-7.

The structural analysis results are presented in **Appendix J**.

6.1 Calculation Results

As discussed in Section 5.1.3, the upper-bound shear springs ("Full Shear") and zero shear spring ("No Shear Springs") cases are used in the structural analysis. In Table 6-1 to Table 6-7, the maximum and minimum sectional forces and bending moments are indicated. The related load combinations are shown in brackets after the related values. Different tables are presented for permanent, short-term and seismic ultimate limit state load combinations and for serviceability limit states. It is found that the critical axial force-bending moment combination occurs, when the twin-tunnel effect related to the final stage (after the construction of the WBT is finalized) is applied. Under circumstances, the final stage related twin-tunnel effect is used in the structural analyses for both temporary (during construction) and permanent load combinations. Therefore load combination (5) can be found under both permanent and temporary load combinations. Details of ULS and SLS envelopes associated with different cross-sections and design conditions can be found in **Appendix J**.

Table 6-1 "Full Shear" Summary of Member Forces of Segmental Lining (ULS Case – Permanent load combinations)

Section	Tunnel	GWL	Ring orientation	Min. Axial Force (kN)	Max. Axial Force (kN)	Min. Shear Force (kN)	Max. Shear Force (kN)	Min. Moment (kNm)	Max. Moment (kNm)
A-A	WBT	Low GWL	Orientation I	-909 (1)	-451 (7)	-163 (1)	171 (1)	-198 (2)	190 (2)
			Orientation II	-915 (2)	-446 (7)	-171 (1)	168 (1)	-189 (1)	198 (1)
B-B	WBT	Low GWL	Orientation I	-1065(2)	-535 (7)	-221 (2)	226 (2)	-235 (2)	229 (2)
			Orientation II	-1052(2)	-549 (7)	-214 (2)	181 (2)	-214 (2)	241 (2)
C-C	WBT	Low GWL	Orientation I	-961 (2)	-513 (7)	-177 (1)	178 (1)	-196 (1)	195 (1)
			Orientation II	-956 (2)	-505 (7)	-174 (1)	157 (1)	-183 (2)	200 (1)
B-B	EBT	Flood GWL	Orientation I	-1617(2)	-1047(5)	-193 (5)	201 (5)	-230 (5)	232 (5)
			Orientation II	-1619(2)	-1090(5)	-221 (5)	184 (5)	-227 (5)	245 (5)
B-B	EBT	High GWL	Orientation I	-1635(2)	-1039(5)	-204 (5)	212 (5)	-240 (5)	242 (5)
			Orientation II	-1637(2)	-1084(5)	-230 (5)	192 (5)	-236 (5)	256 (5)
B-B	EBT	Low GWL	Orientation I	-1585(2)	-892(5)	-240 (5)	248 (5)	-277 (5)	277 (5)
			Orientation II	-1586(2)	-944 (5)	-262 (5)	222 (5)	-269 (5)	298 (5)

Notes: Load combination (5) can be considered as both permanent and temporary load combination: under critical circumstances the the twin-tunnel effect (numerically) is identical in permanent and in temporary conditions.

Table 6-2 "Full Shear" Summary of Member Forces of Segmental Lining (ULS Case – Temporary load combinations)

Section	Tunnel	GWL	Ring orientation	Min. Axial Force (kN)	Max. Axial Force (kN)	Min. Shear Force (kN)	Max. Shear Force (kN)	Min. Moment (kNm)	Max. Moment (kNm)
A-A	WBT	Low GWL	Orientation I	-909 (5)	-395 (3)	-163 (5)	171 (5)	-198 (5)	190 (5)
			Orientation II	-915 (5)	-392 (3)	-171 (5)	168 (5)	-189 (5)	198 (5)
B-B	WBT	Low GWL	Orientation I	-1287(8)	-441 (3)	-221 (5)	226 (5)	-235 (5)	229 (5)
			Orientation II	-1280(8)	-439 (3)	-214 (5)	181 (5)	-214 (5)	241 (5)
C-C	WBT	Low GWL	Orientation I	-961 (5)	-431 (3)	-177 (5)	169 (5)	-194 (5)	192 (5)
			Orientation II	-956 (5)	-428 (3)	-167 (5)	152 (5)	-183 (5)	189 (5)
B-B	EBT	Flood GWL	Orientation I	-1520(5)	-1047(5)	-193 (5)	201 (5)	-230 (5)	232 (5)
			Orientation II	-1521(5)	-1090(5)	-221 (5)	184 (5)	-227 (5)	245 (5)
B-B	EBT	High GWL	Orientation I	-1539(5)	-1039(5)	-204 (5)	212 (5)	-240 (5)	242 (5)
			Orientation II	-1540(5)	-1084(5)	-230 (5)	192 (5)	-236 (5)	256 (5)
B-B	EBT	Low GWL	Orientation I	-1835(8)	-892 (5)	-240 (5)	248 (5)	-274 (5)	277 (5)
			Orientation II	-1835(8)	-944 (5)	-262 (5)	222 (5)	-269 (5)	296 (5)

Notes: In case of WBT, load combination (5) is equivalent with load combination (2), as no twin-tunnel effect affects the later built WBT. Load combination (5) can be considered as both permanent and temporary load combination: under critical circumstances the the twin-tunnel effect (numerically) is identical in permanent and in temporary conditions.

Table 6-3 "No Shear Springs" Summary of Member Forces of Segmental Lining (ULS Case – Permanent load combinations)

Section	Tunnel	GWL	Ring orientation	Min. Axial Force (kN)	Max. Axial Force (kN)	Min. Shear Force (kN)	Max. Shear Force (kN)	Min. Moment (kNm)	Max. Moment (kNm)
A-A	WBT	Low GWL	Orientation I	-829 (1)	-531 (7)	-84 (1)	96 (2)	-119 (1)	101 (2)
			Orientation II	-818 (1)	-517 (7)	-100 (1)	98 (2)	-93 (1)	132 (2)
B-B	WBT	Low GWL	Orientation I	-969 (2)	-638 (7)	-90 (2)	94 (1)	-98 (1)	98 (2)
			Orientation II	-960 (2)	-624 (7)	-116 (2)	107 (2)	-111 (1)	149 (2)
C-C	WBT	Low GWL	Orientation I	-883 (2)	-578 (7)	- 83 (1)	87 (2)	-119 (1)	97 (1)
			Orientation II	-875 (2)	-570 (7)	-103 (1)	100 (1)	-93 (2)	136 (1)
B-B	EBT	Flood GWL	Orientation I	-1535(2)	-1177(1)	-145 (5)	135 (5)	-135 (5)	148 (5)
			Orientation II	-1532(2)	-1167(1)	-159 (5)	158 (5)	-137 (5)	189 (5)
B-B	EBT	High GWL	Orientation I	-1548(2)	-1182(1)	-148 (5)	136 (5)	-137 (5)	158 (5)
			Orientation II	-1545(2)	-1173(1)	-163 (5)	163 (5)	-129 (5)	196 (5)
B-B	EBT	Low GWL	Orientation I	-1484(2)	-1084(1)	-148 (5)	145 (5)	-150 (5)	152 (5)
			Orientation II	-1486(2)	-1076(1)	-169 (5)	168 (5)	-161 (5)	214 (5)

Notes: Load combination (5) can be considered as both permanent and temporary load combination: under critical circumstances the the twin-tunnel effect (numerically) is identical in permanent and in temporary conditions.

Table 6-4 "No Shear Springs" Summary of Member Forces of Segmental Lining (ULS Case – Temporary load combinations)

Section	Tunnel	GWL	Ring orientation	Min. Axial Force (kN)	Max. Axial Force (kN)	Min. Shear Force (kN)	Max. Shear Force (kN)	Min. Moment (kNm)	Max. Moment (kNm)
A-A	WBT	Low GWL	Orientation I	-829 (5)	-401 (3)	-84 (5)	96 (5)	-119 (5)	101 (5)
			Orientation II	-818 (5)	-400 (3)	-100 (5)	98 (5)	-93 (5)	132 (5)
B-B	WBT	Low GWL	Orientation I	-969 (5)	-449 (3)	-90 (5)	93 (5)	-96 (5)	98 (5)
			Orientation II	-960 (5)	-447 (3)	-116 (5)	107 (5)	-109 (5)	149 (5)
C-C	WBT	Low GWL	Orientation I	-883 (5)	-436 (3)	-80 (5)	87 (5)	-117 (5)	94 (5)
			Orientation II	-875 (5)	-436 (3)	-100 (5)	96 (5)	-93 (5)	131 (5)
B-B	EBT	Flood GWL	Orientation I	-1459(9)	-1194(5)	-145 (5)	135 (5)	-135 (5)	148 (5)
			Orientation II	-1462(8)	-1181(5)	-159 (5)	158 (5)	-137 (5)	189 (5)
B-B	EBT	High GWL	Orientation I	-1473(9)	-1199(5)	-148 (5)	136 (5)	-137 (5)	158 (5)
			Orientation II	-1477(8)	-1186(5)	-163 (5)	163 (5)	-129 (5)	196 (5)
B-B	EBT	Low GWL	Orientation I	-1409(9)	-1100(5)	-148 (5)	145 (5)	-150 (5)	152 (5)
			Orientation II	-1406(8)	-1089(5)	-169 (5)	168 (5)	-161 (5)	214 (5)

Notes: In case of WBT, load combination (5) is equivalent with load combination (2), as no twin-tunnel effect affects the later built WBT. Load combination (5) can be considered as both permanent and temporary load combination: under critical circumstances the the twin-tunnel effect (numerically) is identical in permanent and in temporary conditions.

Table 6-5 "Full Shear" Summary of Member Forces of Segmental Lining (SLS Case)

Section	Tunnel	GWL	Ring orientation	Min. Axial Force (kN)	Max. Axial Force (kN)	Min. Shear Force (kN)	Max. Shear Force (kN)	Min. Moment (kNm)	Max. Moment (kNm)
A-A	WBT	Low GWL	Orientation I	-904(1)	-501(4)	-146(2)	153(3)	-173(2)	164(1)
			Orientation II	-910(1)	-494(4)	-150(1)	150(1)	-165(3)	171(2)
B-B	WBT	Low GWL	Orientation I	-1058(3)	-598(4)	-194(2)	199(2)	-205(3)	198(2)
			Orientation II	-1047(2)	-604(4)	-188(2)	162(2)	-187(3)	208(3)
C-C	WBT	Low GWL	Orientation I	-959(2)	-566(4)	-156(1)	157(1)	-171(1)	168(1)
			Orientation II	-956(2)	-558(4)	-153(1)	141(1)	-160(3)	172(1)
B-B	EBT	Flood GWL	Orientation I	-1570(2)	-1122(3)	-161(3)	164(3)	-182(3)	180(3)
			Orientation II	-1572(2)	-1153(3)	-179(3)	154(3)	-180(3)	191(3)
B-B	EBT	High GWL	Orientation I	-1579(2)	-1112(3)	-166(3)	172(3)	-189(3)	188(3)
			Orientation II	-1581(2)	-1145(3)	-186(3)	159(3)	-187(3)	199(3)
B-B	EBT	Low GWL	Orientation I	-1487(2)	-950(3)	-190(3)	197(3)	-213(3)	212(3)
			Orientation II	-1488(2)	-988(3)	-208(3)	180(3)	-210(3)	228(3)

Table 6-6 "No Shear Springs" Summary of Member Forces of Segmental Lining (SLS Case)

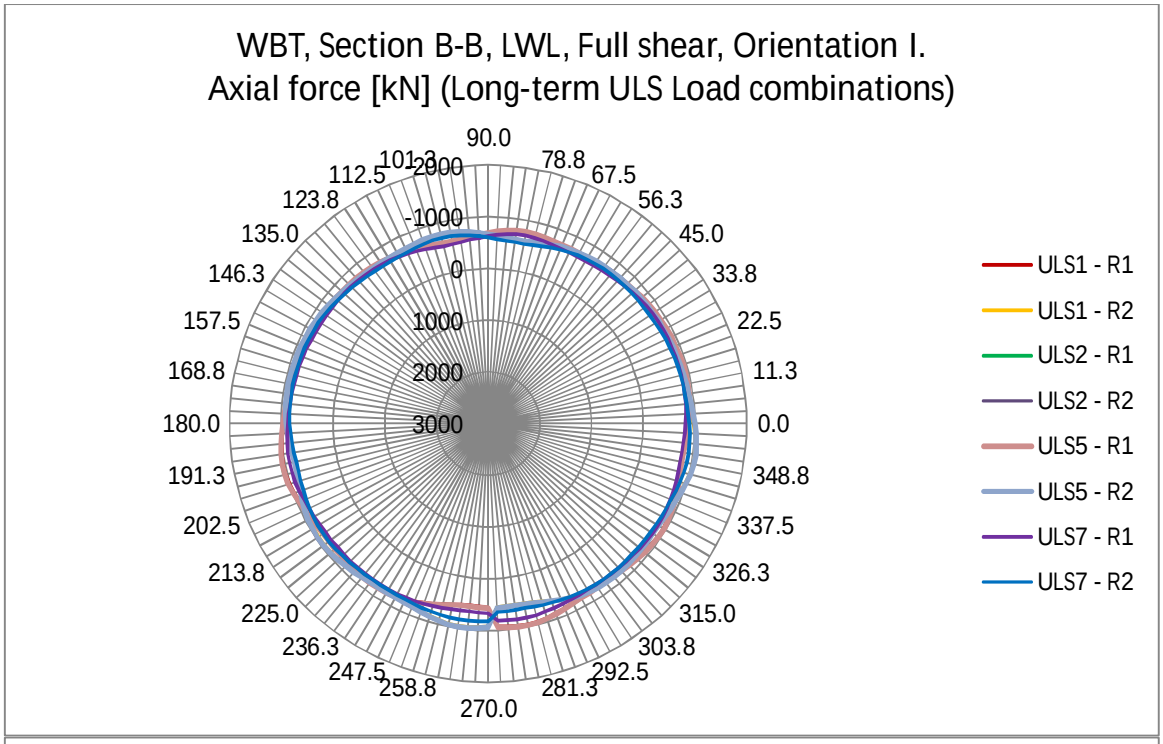
Section	Tunnel	GWL	Ring orientation	Min. Axial Force (kN)	Max. Axial Force (kN)	Min. Shear Force (kN)	Max. Shear Force (kN)	Min. Moment (kNm)	Max. Moment (kNm)
A-A	WBT	Low GWL	Orientation I	-834(1)	-558(4)	-76(3)	87(3)	-104(3)	87(1)
			Orientation II	-824(3)	-548(4)	-90(3)	88(3)	-80(2)	114(1)
B-B	WBT	Low GWL	Orientation I	-972(2)	-676(4)	-83(1)	86(1)	-84(1)	87(3)
			Orientation II	-965(3)	-663(4)	-105(2)	97(2)	-95(1)	129(2)
C-C	WBT	Low GWL	Orientation I	-891(2)	-614(4)	-75(1)	80(3)	-104(1)	85(1)
			Orientation II	-883(2)	-606(4)	-93(1)	91(1)	-80(2)	117(1)
B-B	EBT	Flood GWL	Orientation I	-1503(2)	-1214(1)	-124(3)	116(3)	-107(3)	117(3)
			Orientation II	-1502(2)	-1206(1)	-134(3)	135(3)	-107(3)	149(3)
B-B	EBT	High GWL	Orientation I	-1508(2)	-1214(1)	-126(3)	117(3)	-108(3)	125(3)
			Orientation II	-1506(2)	-1208(1)	-137(3)	138(3)	-102(3)	154(3)
B-B	EBT	Low GWL	Orientation I	-1406(2)	-1088(1)	-123(3)	121(3)	-117(3)	119(3)
			Orientation II	-1409(2)	-1082(1)	-140(3)	140(3)	-126(3)	166(3)

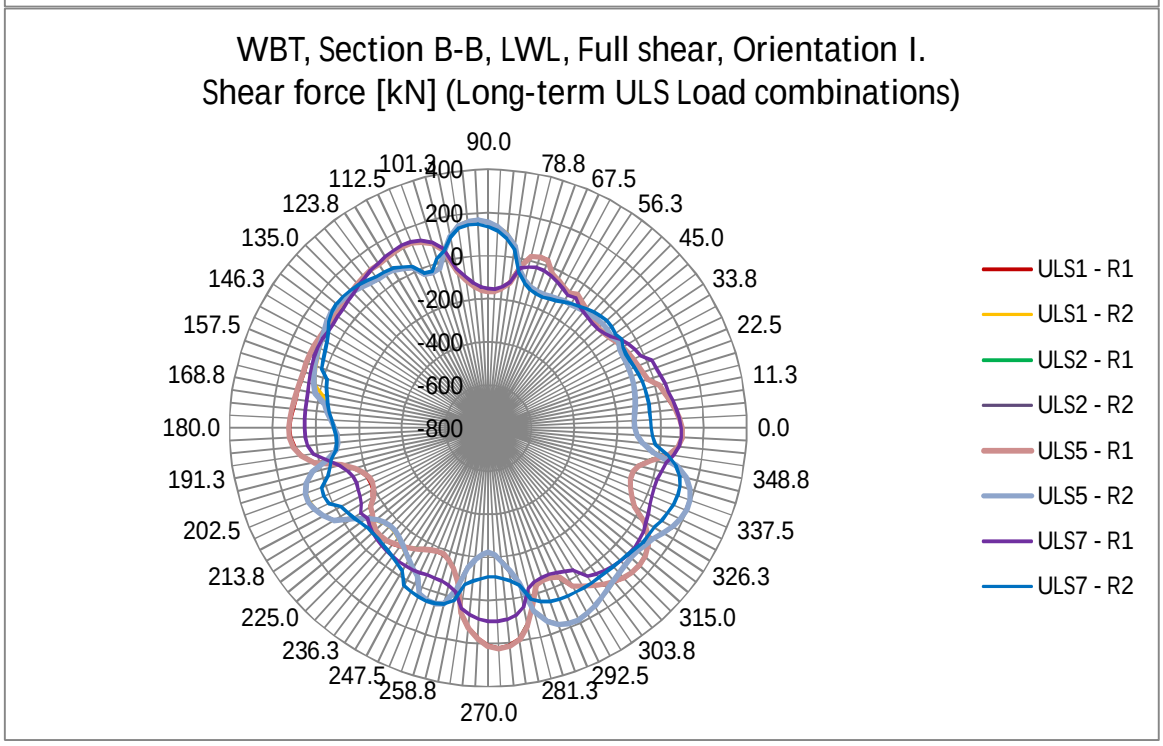
Table 6-7 Self weight Model Summary of member Forces of Segmental Lining (dead load only)

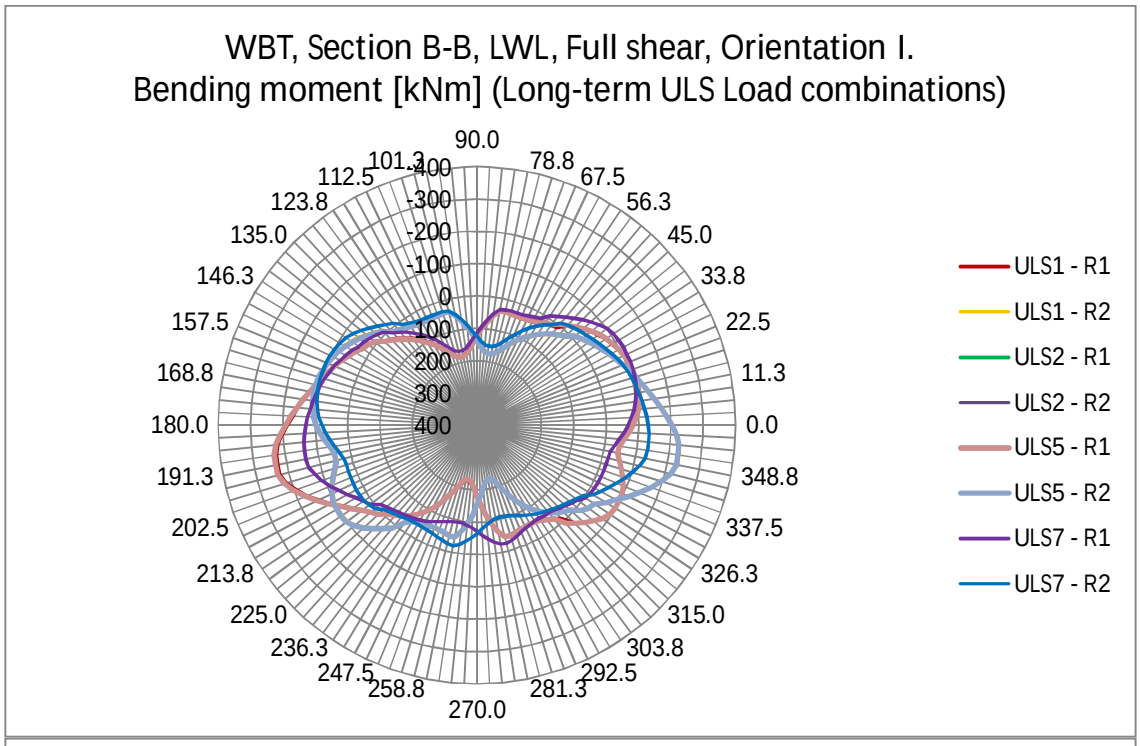
Shear-spring condition	Ring orientation	Min. Axial Force (kN)	Max. Axial Force (kN)	Min. Shear Force (kN)	Max. Shear Force (kN)	Min. Moment (kNm)	Max. Moment (kNm)
Full shear	Orientation I	-96.0	19.8	-43.2	38.9	-47.2	40.7
	Orientation II	-88.8	27.6	-48.1	45	-49.0	45.9
No shear springs	Orientation I.	-58.3	-1.6	-17.2	17.2	-29.1	25.5
	Orientation II	-60.3	0	-17.5	17	-27.6	28.9

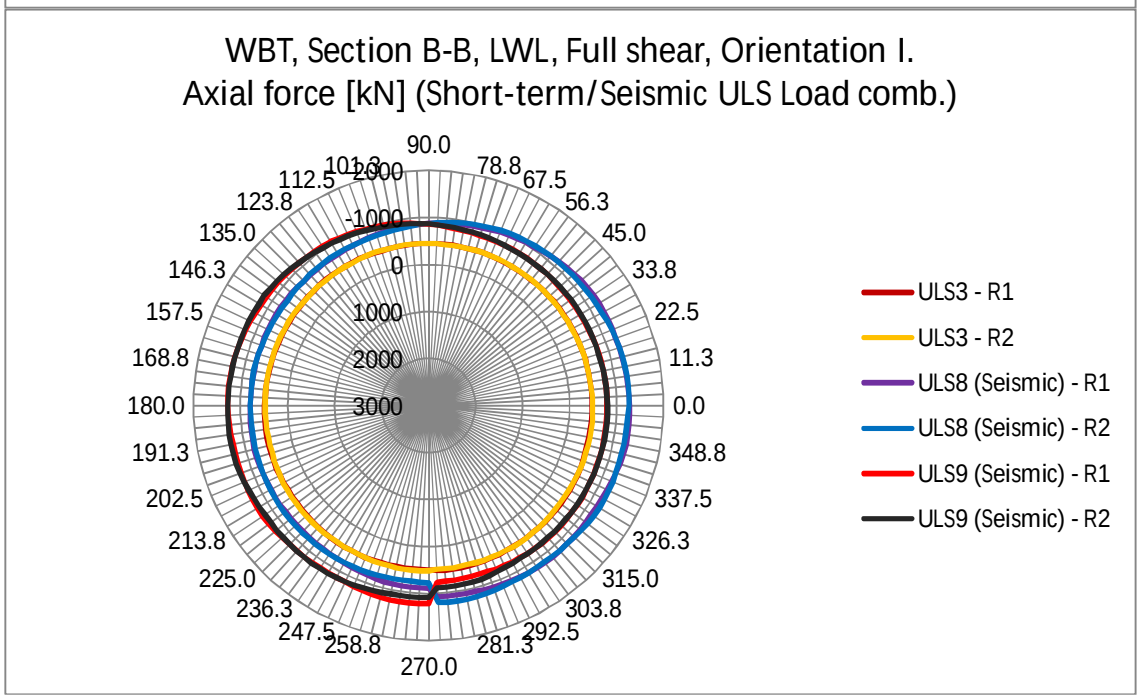
*in case of self-weight load ULS equals with SLS, as related load factor is 1.0

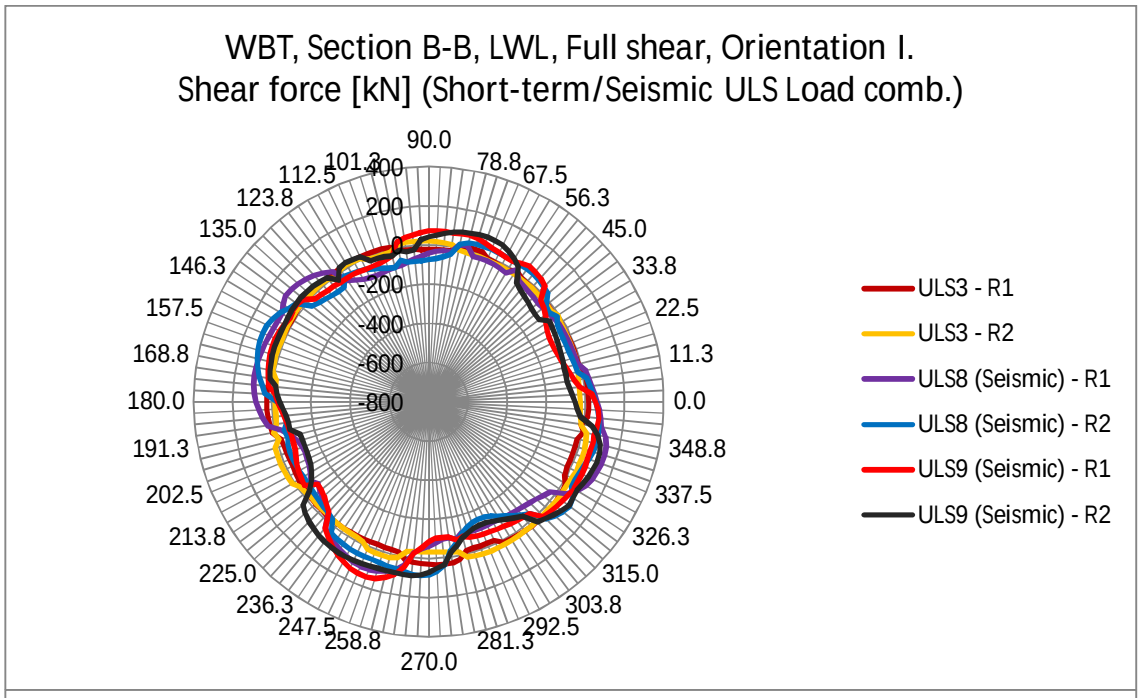
According to the results in Table 6-1 to Table 6-7, Section B-B is identified as the critical section for both EBT and WBT, under low groundwater conditions. In Figure 6-1 and Figure 6-2, the axial force, the shear force and the bending moment are presented in all load combinations under critical groundwater condition at Section B-B for both EBT and WBT.

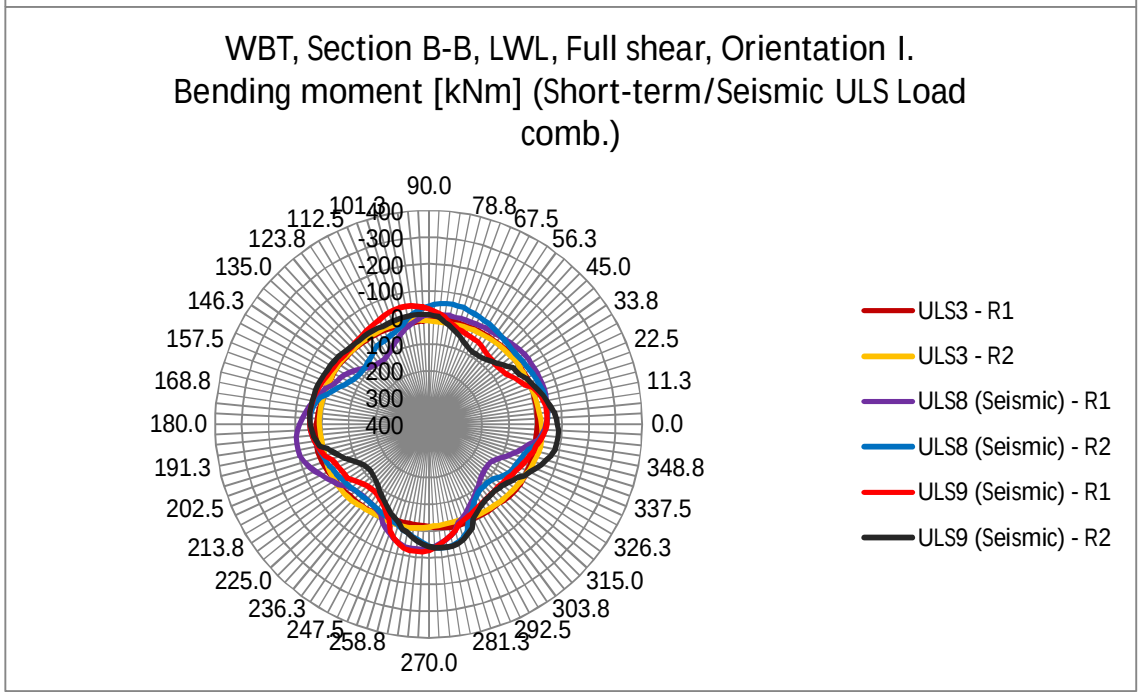




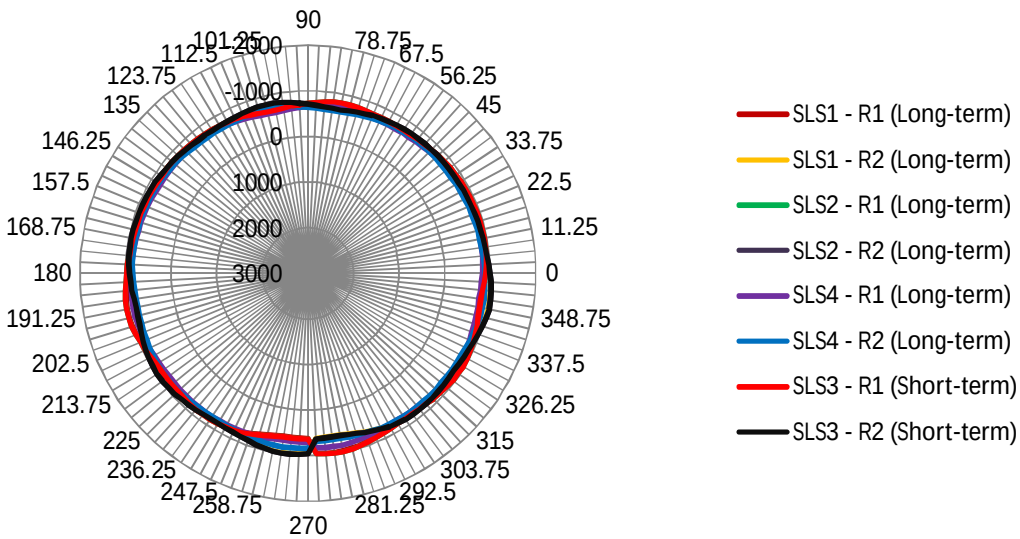

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS5 - R1
ULS5 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-2000
-1000
0
1000
2000
3000
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

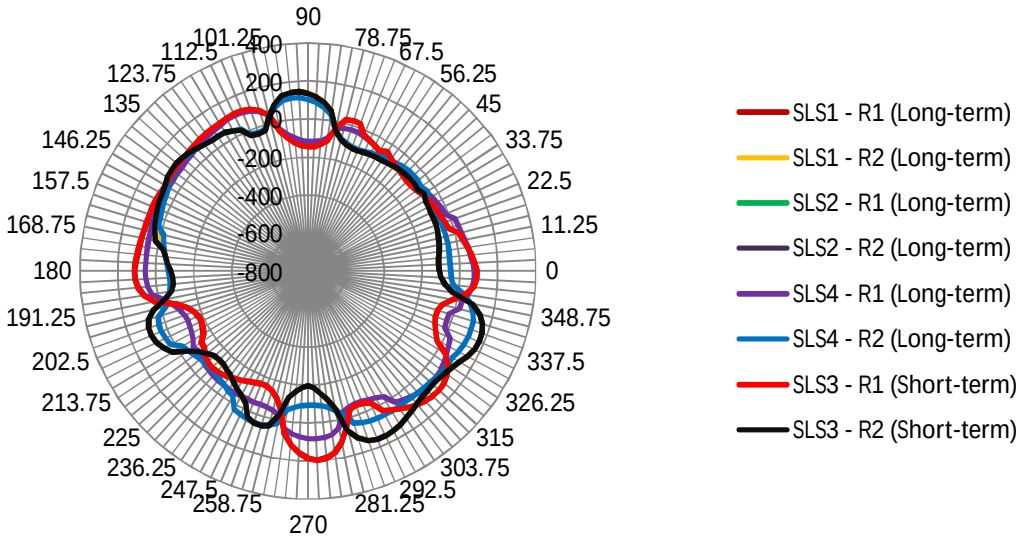

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

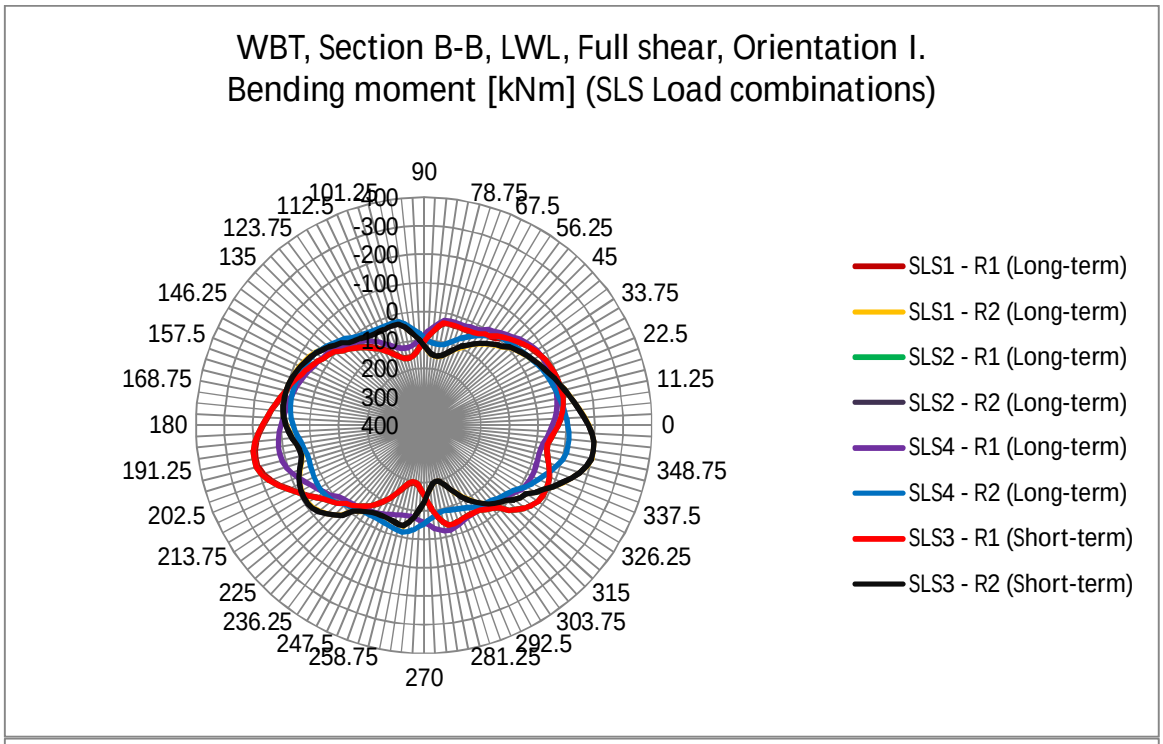

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
300
200
100
0
-100
-200
-300
-400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

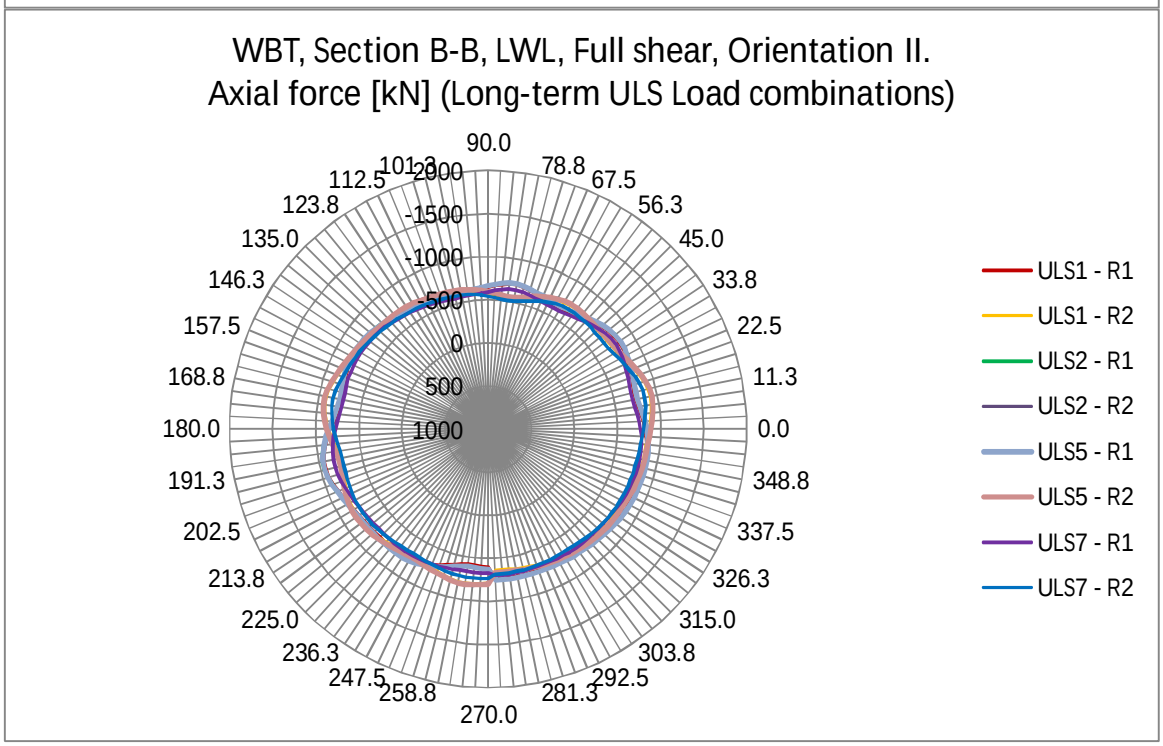
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)



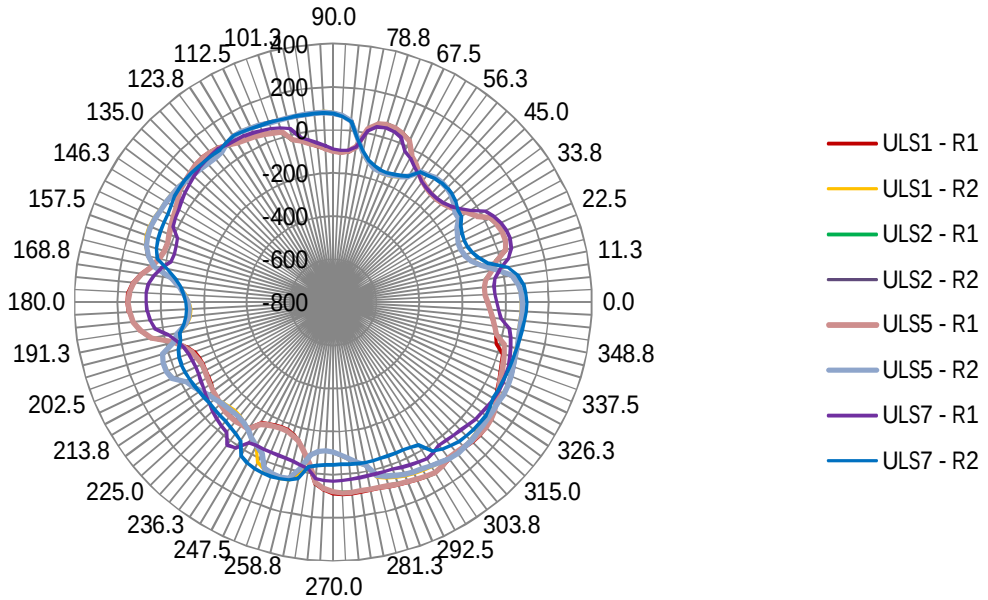
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)



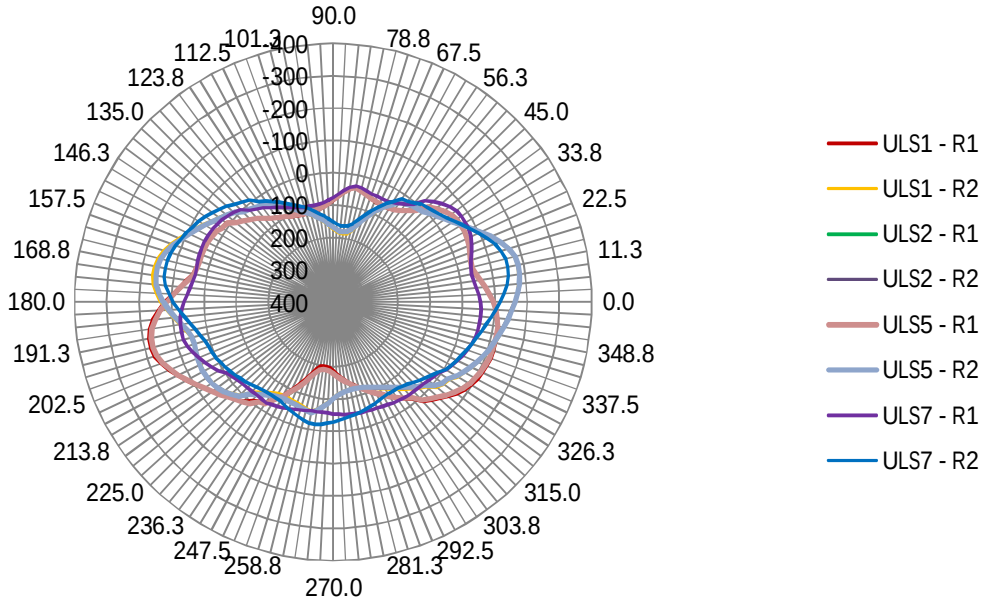

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

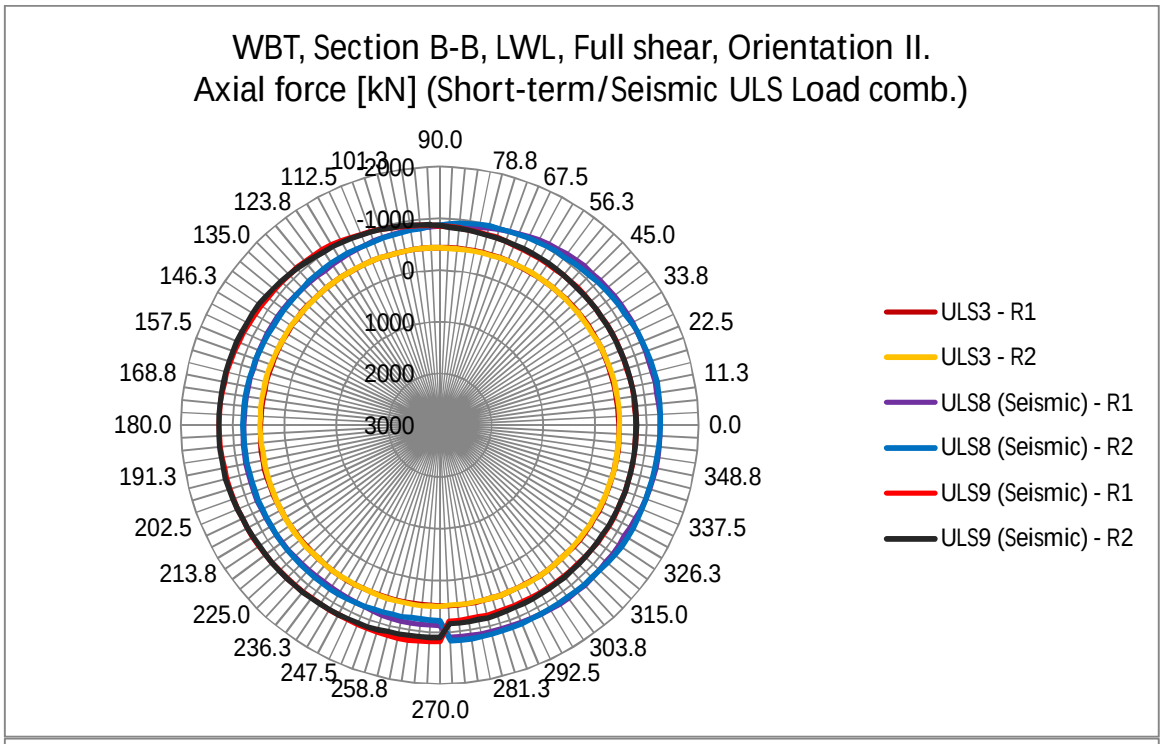

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS5 - R1
ULS5 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

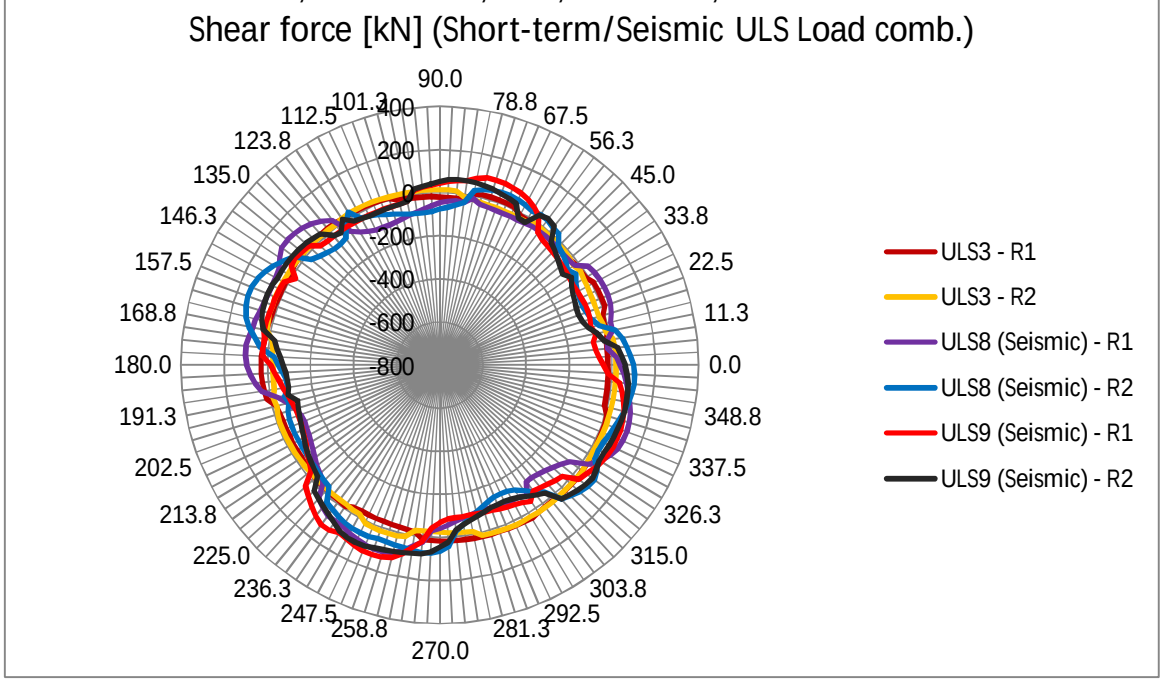
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)



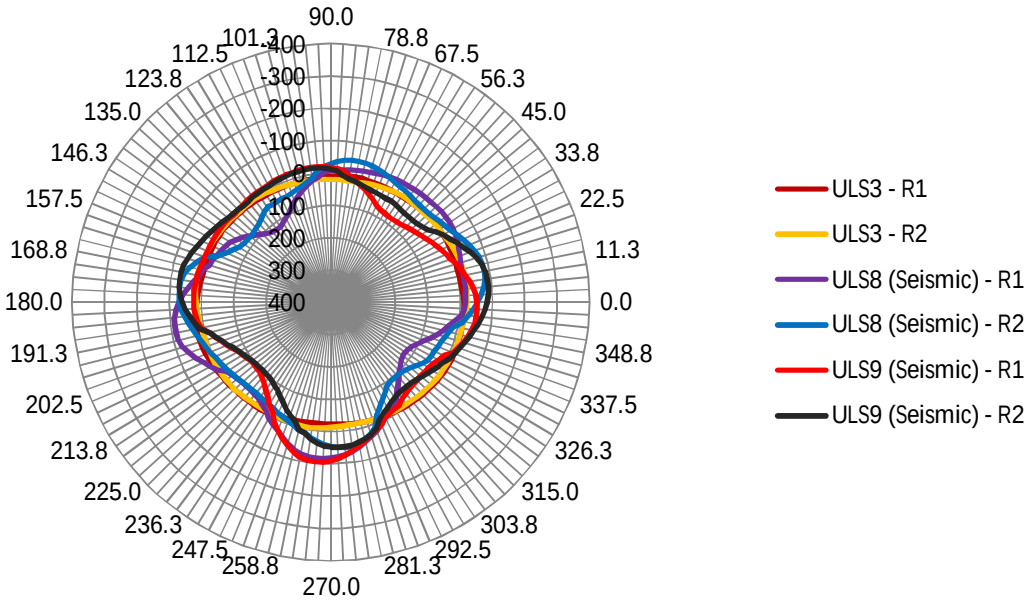
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)



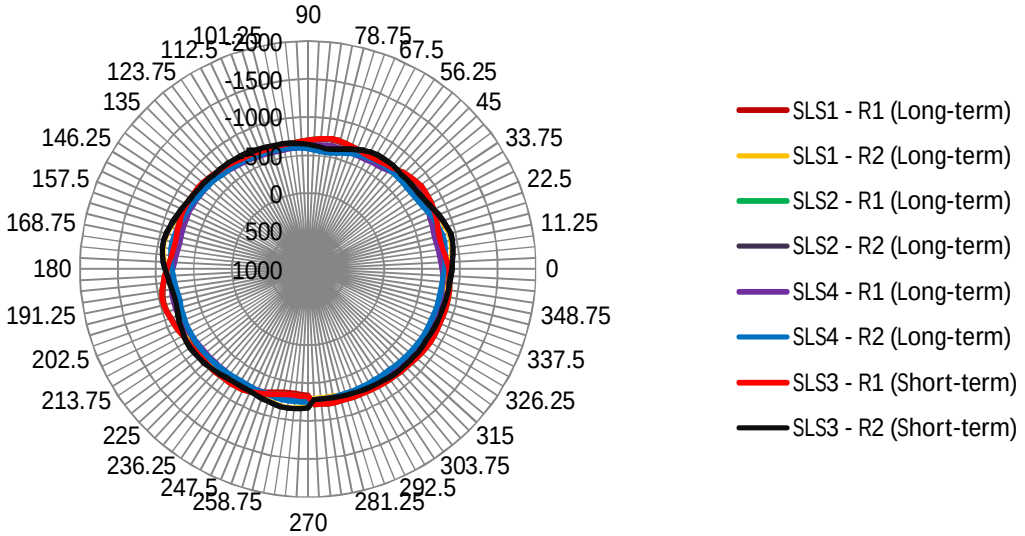

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-2000
-1000
0
1000
2000
3000
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

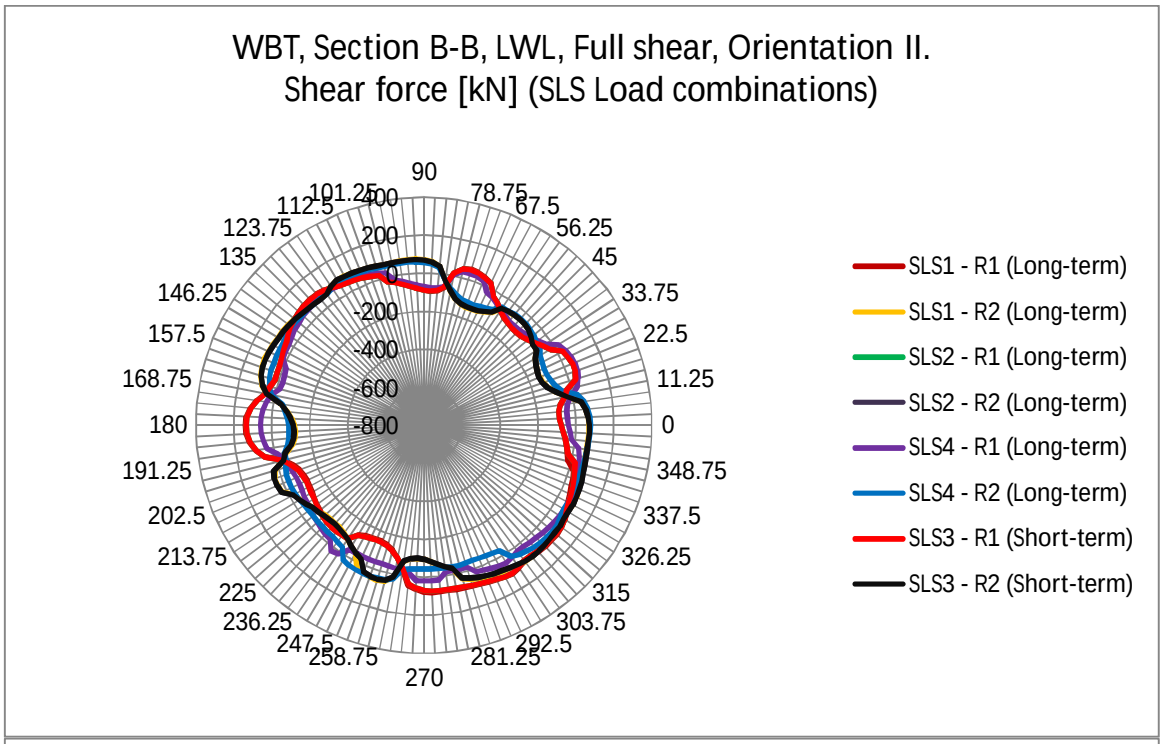

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)





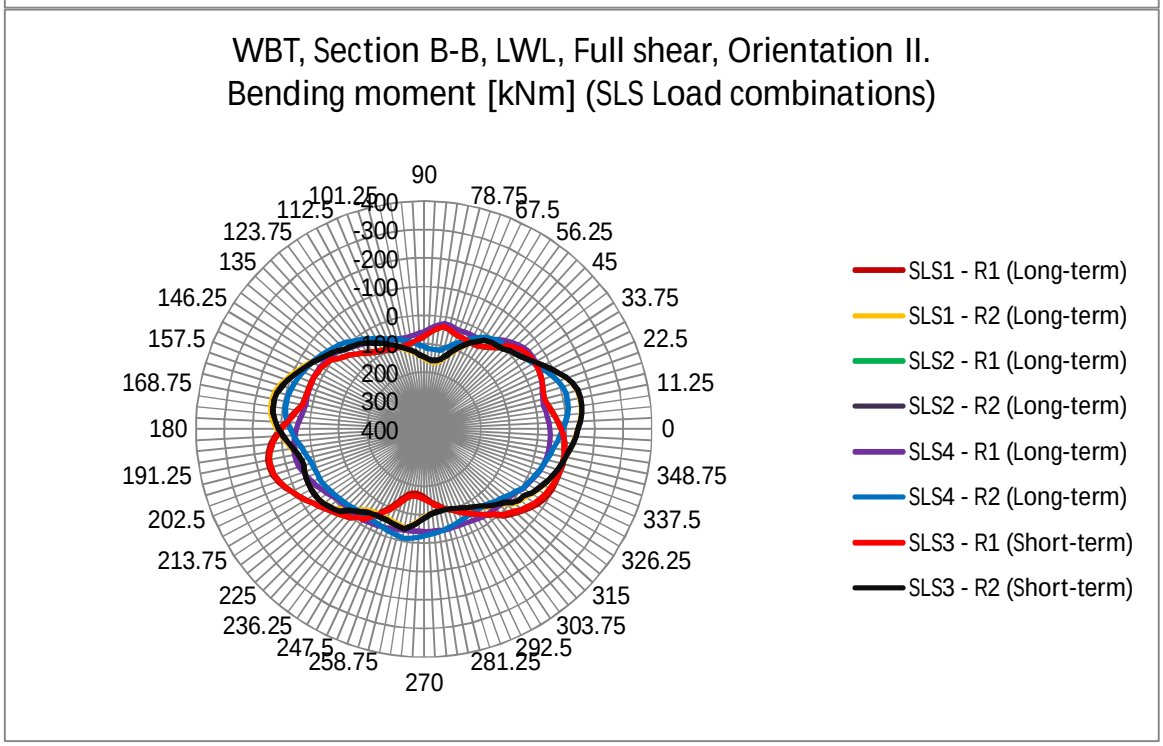
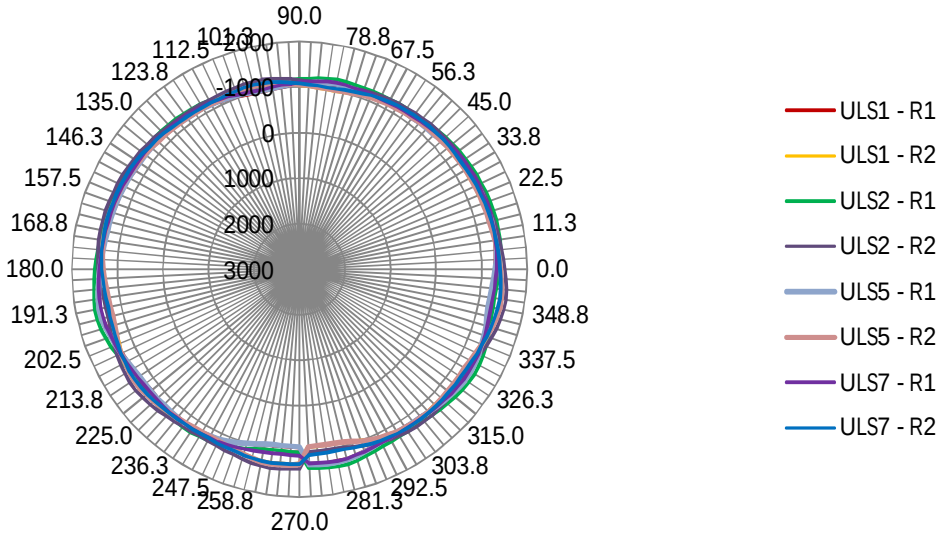
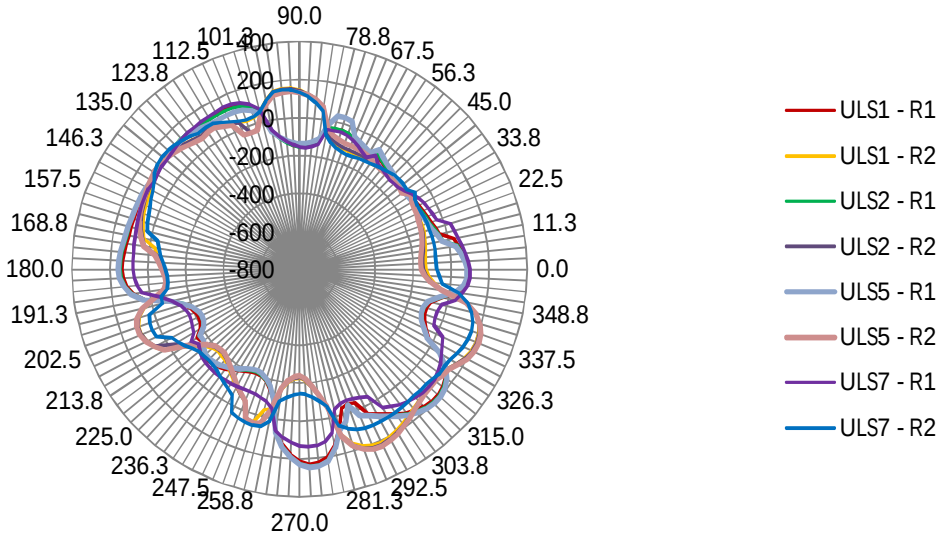


Figure 6-1 Axial, Shear Force, and Bending Moment Diagrams of WBT, Section B-B, Low Groundwater Level

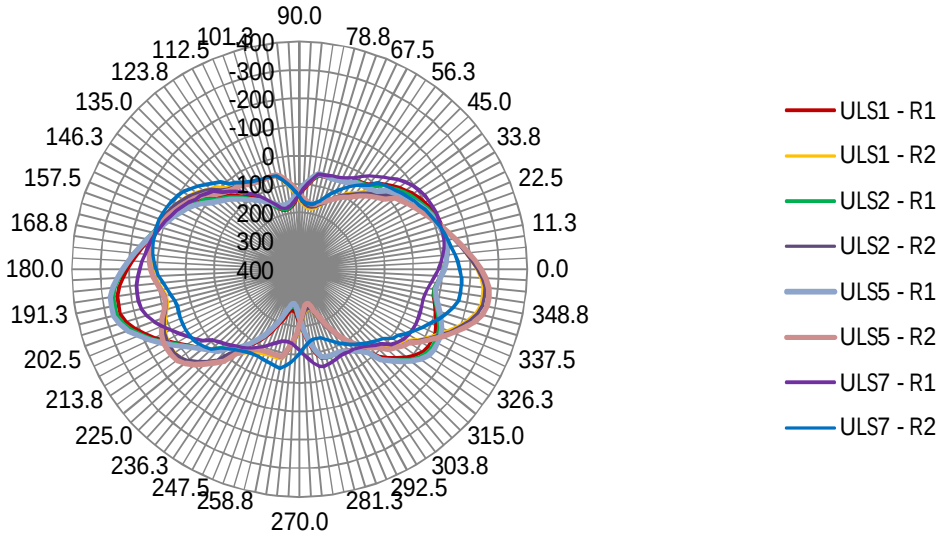
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)



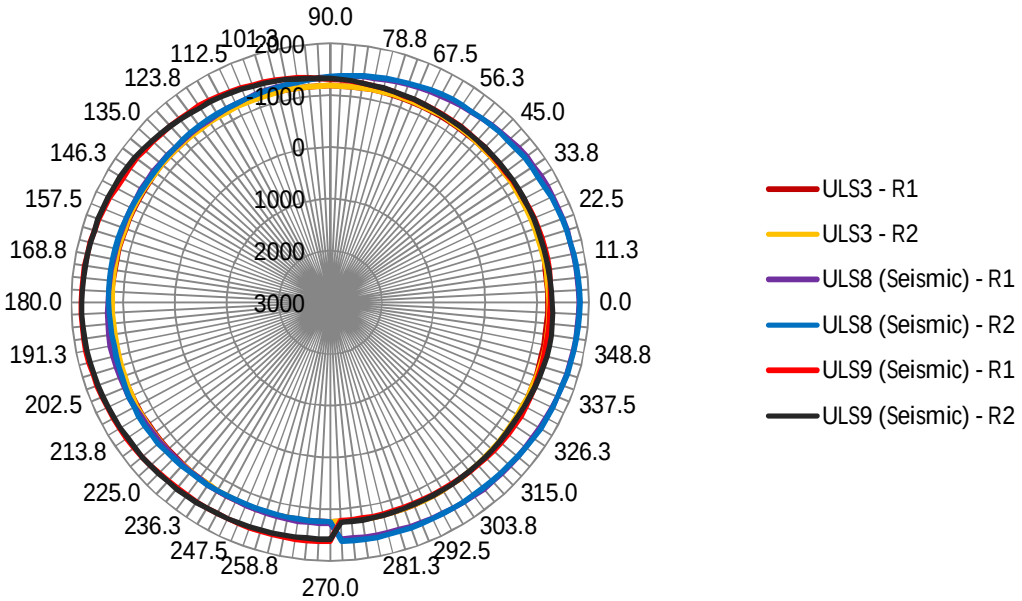
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)



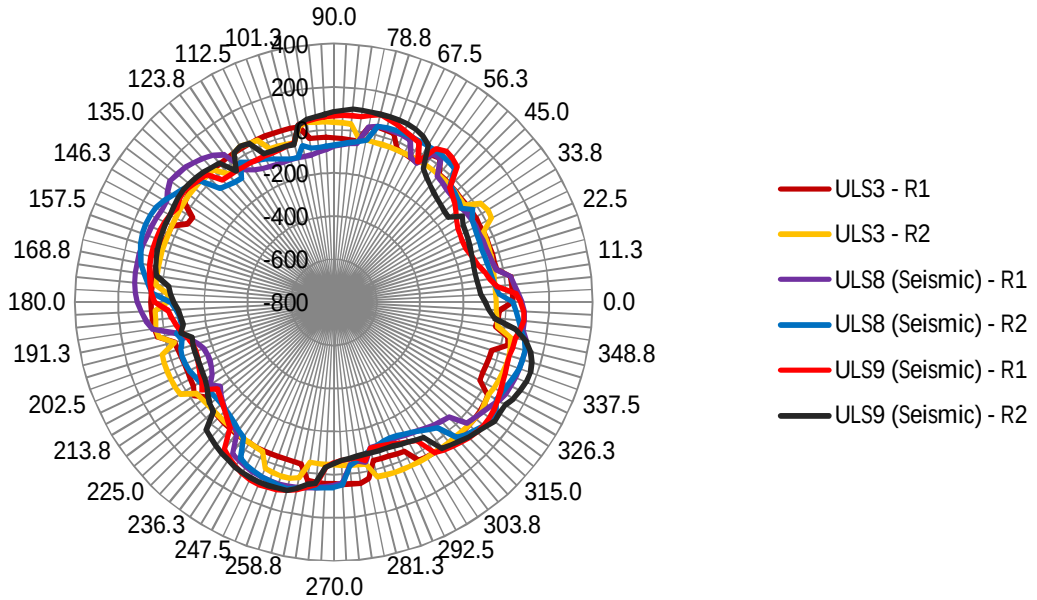
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)



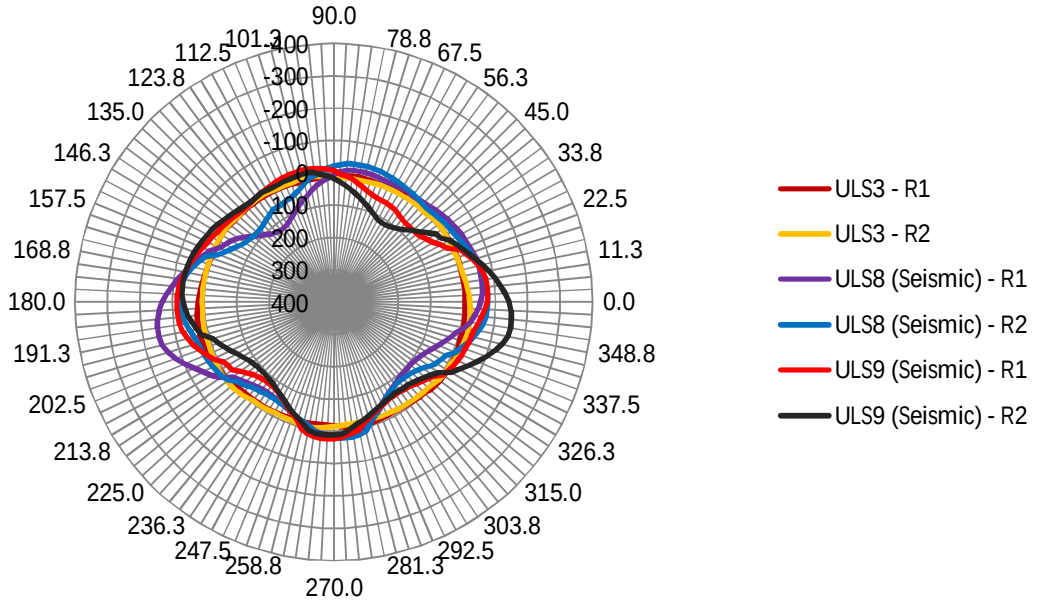
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)

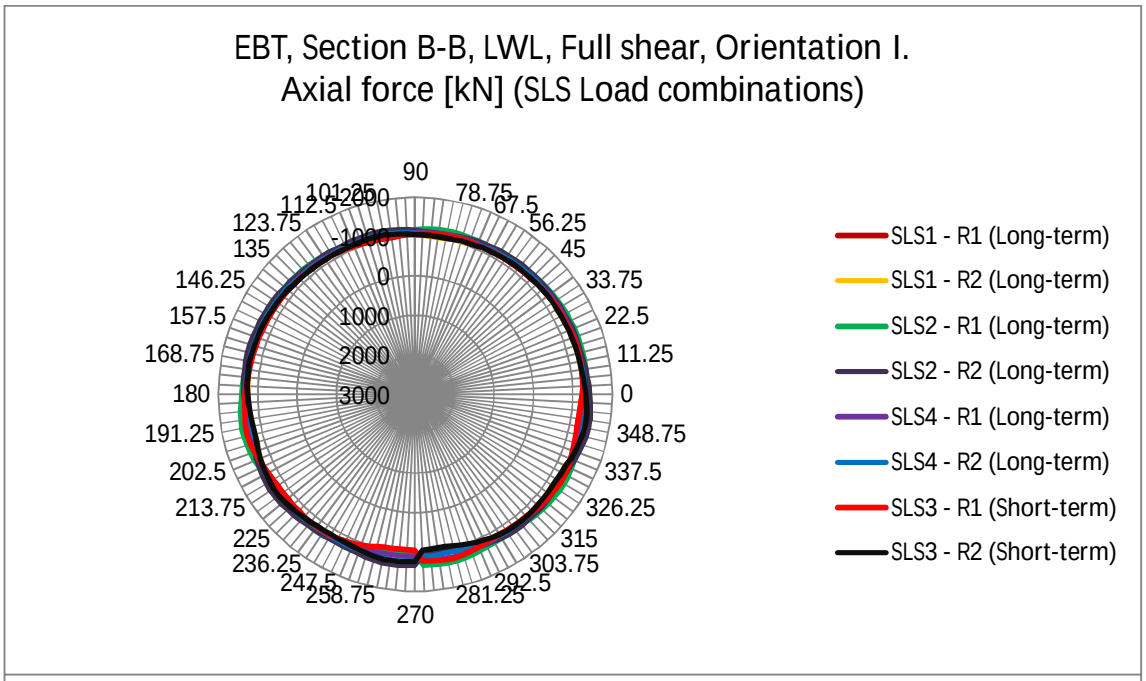


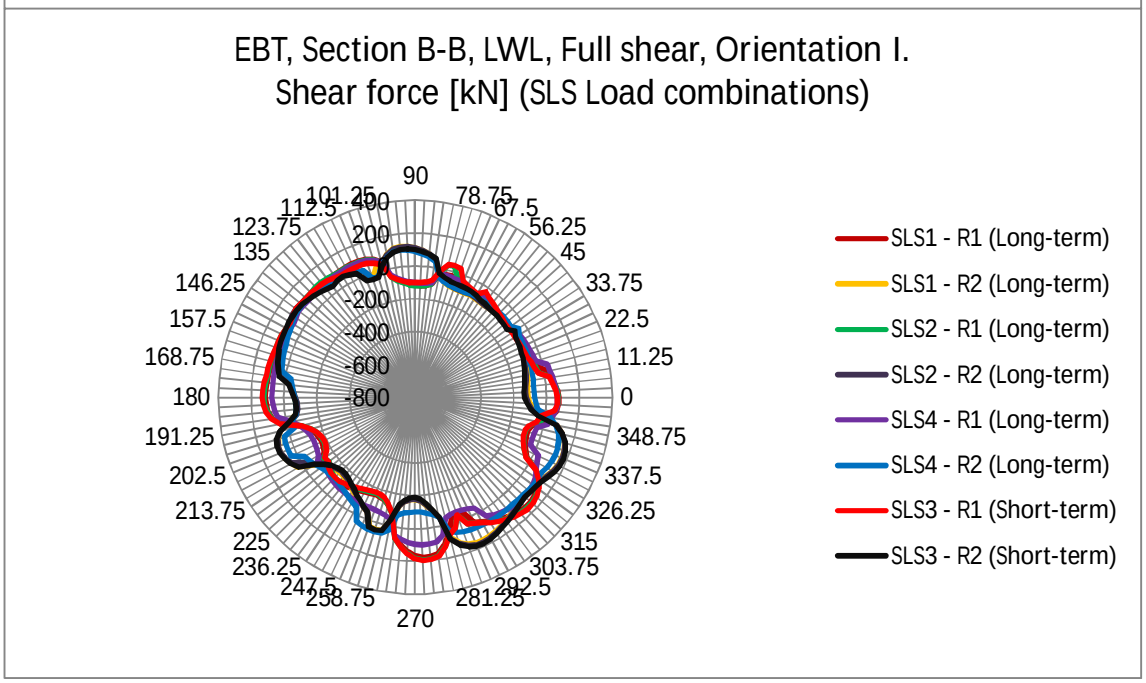
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



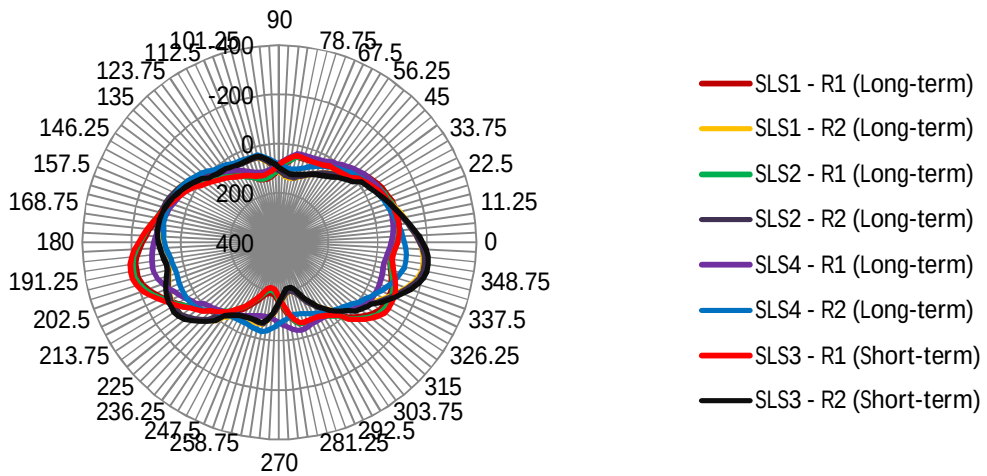
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



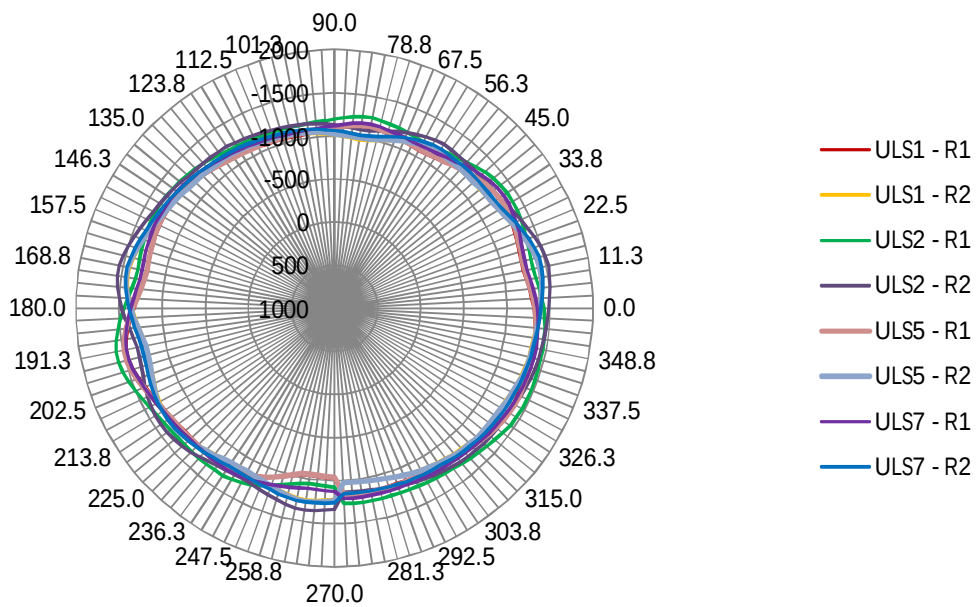

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-2000
-1000
0
1000
2000
3000
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)


EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
400
200
0
-200
-400
-600
-800
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

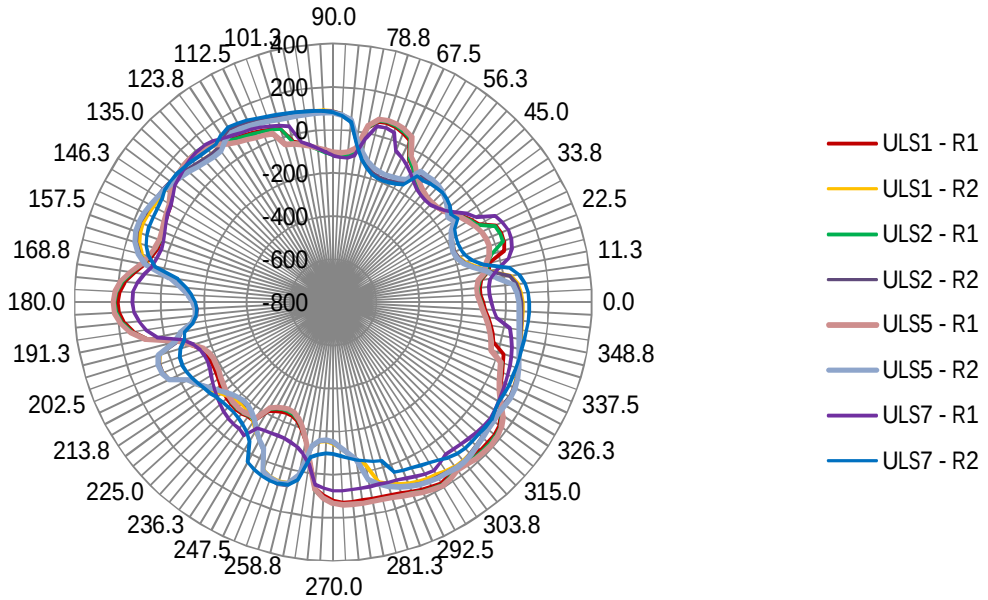
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)



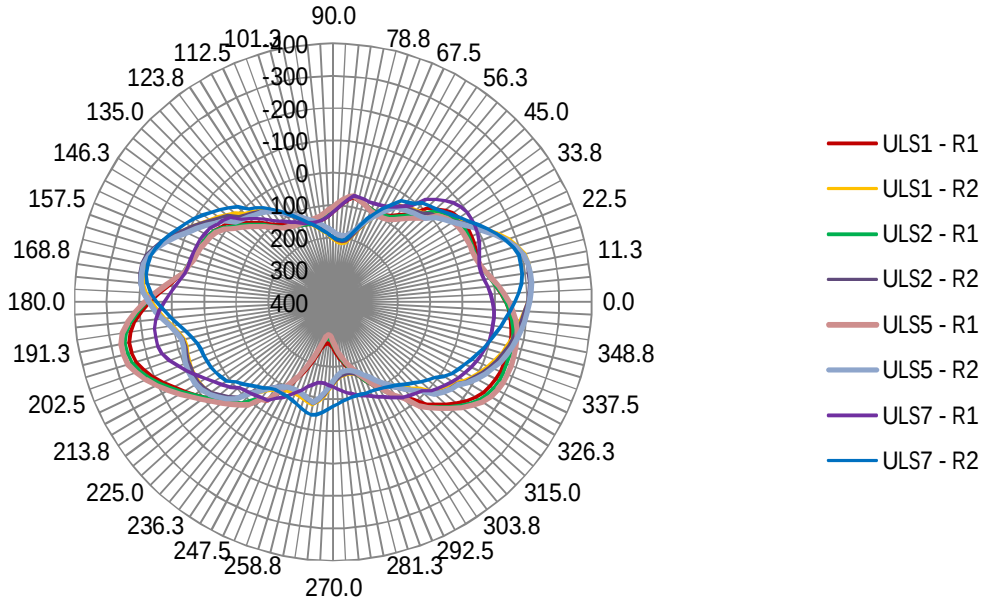
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)



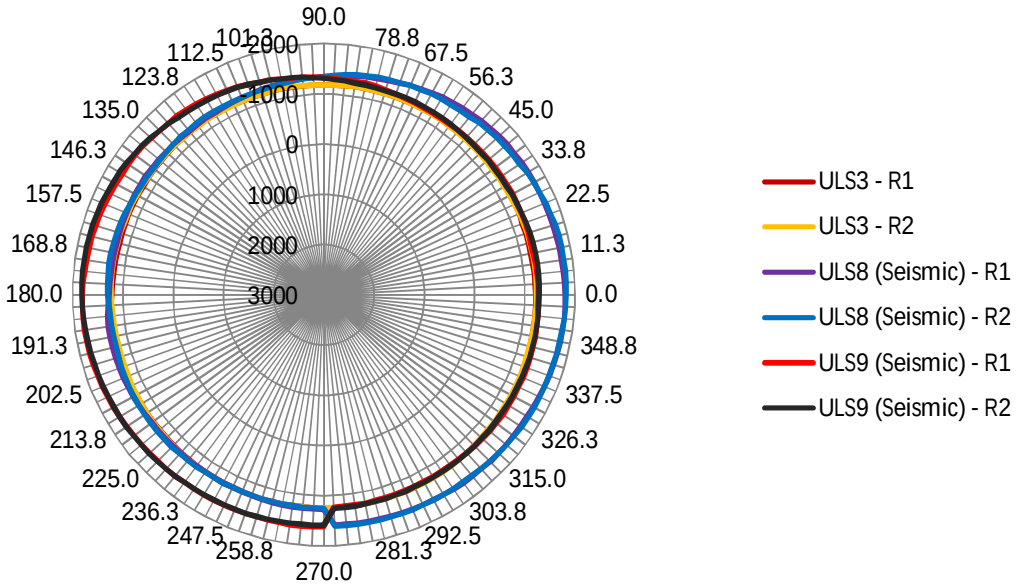
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)



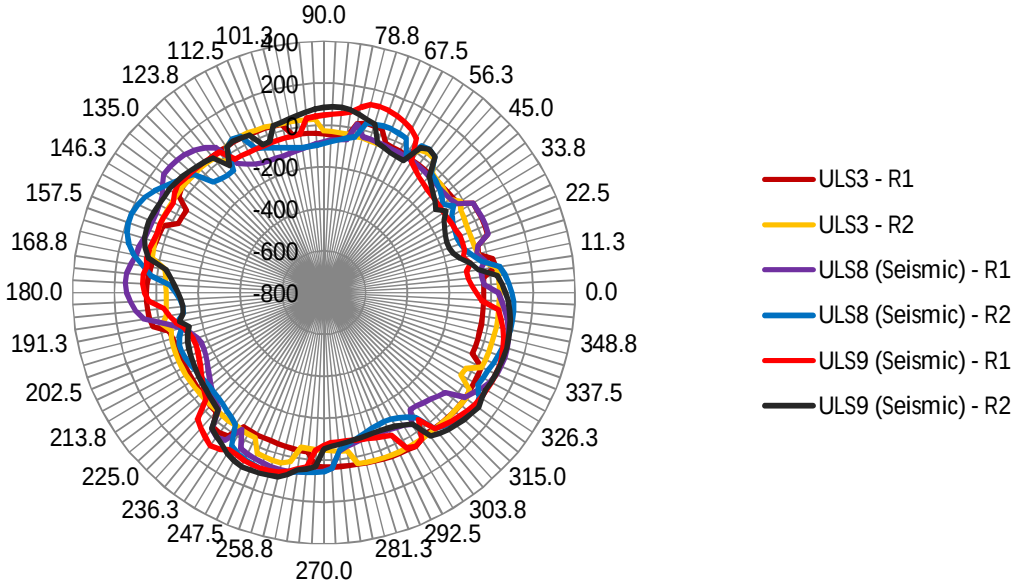
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)



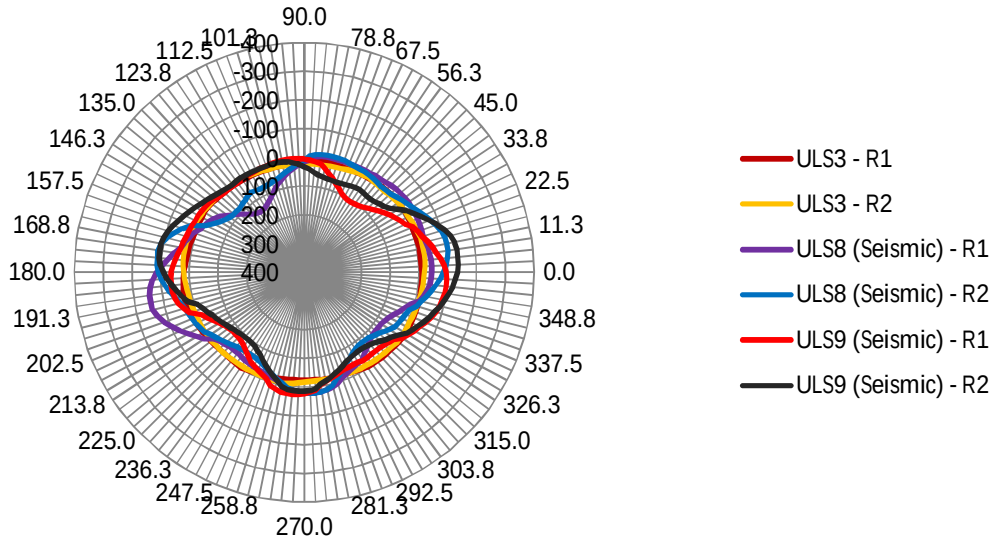
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



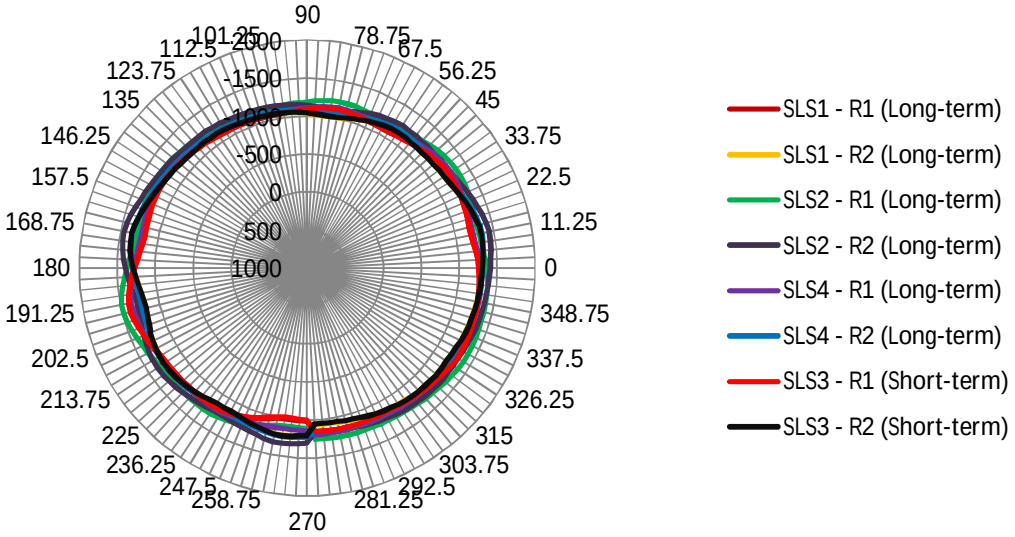
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)

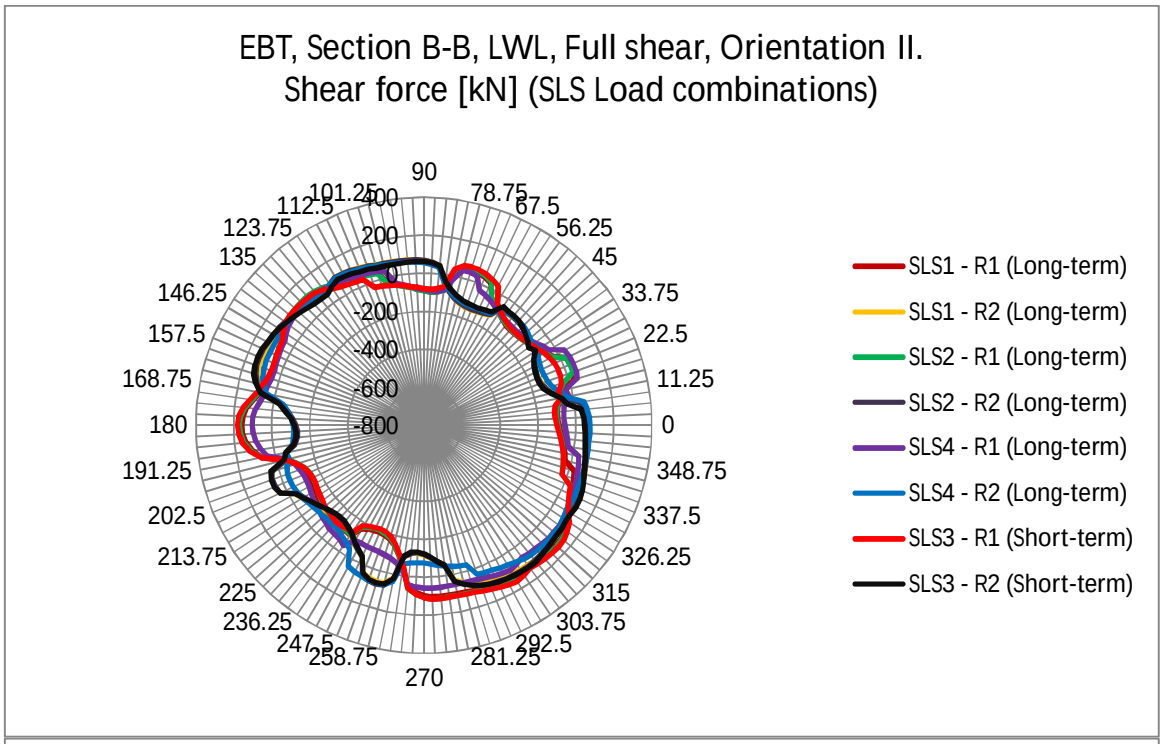


EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)





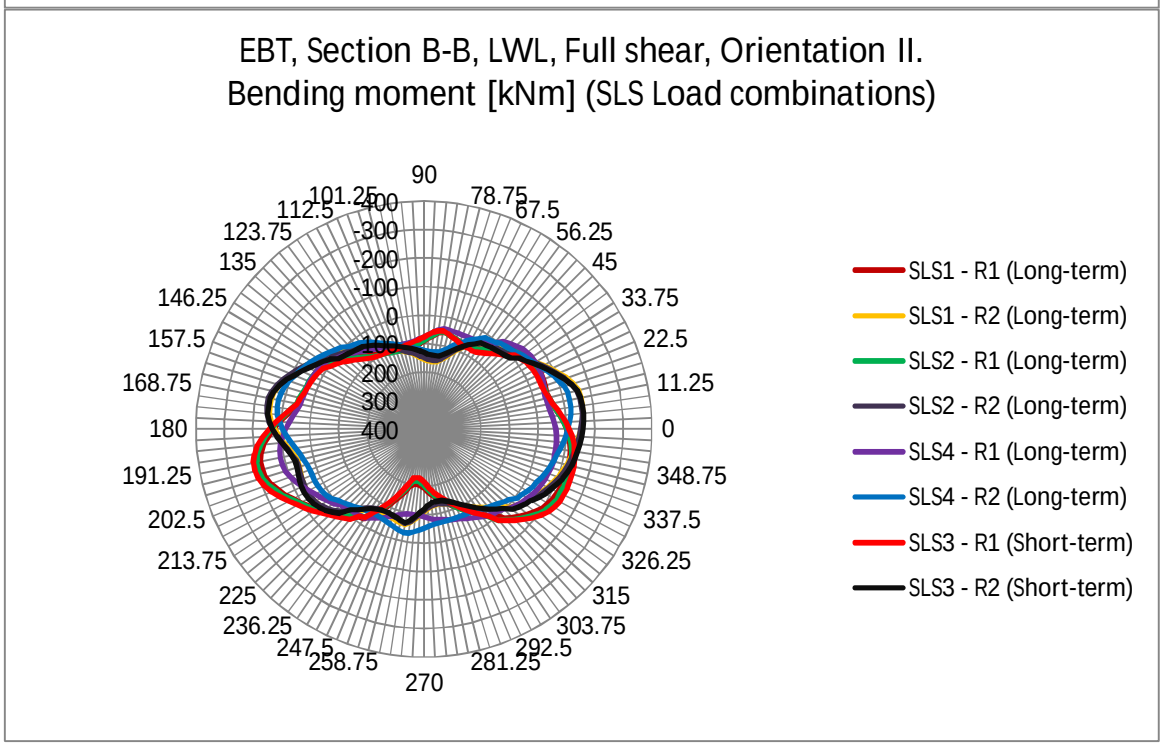


Figure 6-2 Axial, Shear Force, and Bending Moment Diagrams of EBT, Section B-B, Low Groundwater Level

Based on the structural analysis the maximum and minimum bending moments and the related axial forces are collected into Table. Table 6-9 shows the same bending moments and axial forces multiplied by the related structural factors, and structural analysis factors; values shown in Table 6-9 are used during the structural design. The M-N diagram of the segment lining is presented in Figure 6-3; Points A to F show the critical bending moment-axial forces combinations. The legend of the points follows the same convention which is introduced in Table 6-8 and Table 6-9, column 3: the point IDs are presented in brackets after critical load combination and shear spring arrangement (e.g. WBT, Orientation I, Point A).

Table 6-8 Critical (Negative and Positive) Bending Moments and Related Axial Forces of EBT and WBT

Shear-spring Condition	Ring Orientation	Critical Load Combination, Shear Spring Arrangement	Min. Moment (kNm) and Related Axial Force (kN)		Max. Moment (kNm) and Related Axial Force (kN)	
			Axial Force	Bending Moment	Axial Force	Bending Moment
WBT, Section B-B, Low GWL	Orientation I	ULS2; Full shear (a)	**-1064**	**-235**	-	-
	Orientation II	ULS2; Full shear (b)	-	-	**-610**	**241**
EBT, Section B-B, Low GWL	Orientation I.	ULS5; Full shear (c)	**-1476**	**-277**	-	-
	Orientation II	ULS5; Full shear (d)	-	-	**-928**	**298**
EBT, Section B-B, Low GWL (Without twin-tunnel effect)	Orientation I.	ULS2;Full shear* (e)	**-1583**	**-263**	-	-
	Orientation II	ULS2; Full shear* (f)	-	-	**-1056**	**284**

*Critical moments and related axial forces without the twin-tunnel effect.

Table 6-9 Design Value of Critical (Negative and Positive) Bending Moments and Related Axial Forces of EBT and WBT (Calculated as Sectional Forces × Structural Factor × Structural Analysis Factor)

Shear-spring Condition	Ring Orientation	Critical Load Combination, Shear Spring Arrangement	Min. Moment (kNm) and Related Axial Force (kN)		Max. Moment (kNm) and Related Axial Force (kN)	
			Axial Force	Bending Moment	Axial Force	Bending Moment
WBT, Section B-B, Low GWL	Orientation I	ULS2; Full shear (a)	**-1522**	**-336**	-	-
	Orientation II	ULS2; Full shear (b)	-	-	**-872**	**345**
EBT, Section B-B, Low GWL	Orientation I.	ULS5; Full shear (c)	**-2111**	**-396**	-	-
	Orientation II	ULS5; Full shear (d)	-	-	**-1328**	**427**
EBT, Section B-B, Low GWL (Without twin-tunnel effect)	Orientation I.	ULS2;Full shear* (e)	**-2264**	**-376**	-	-
	Orientation II	ULS2;Full shear* (f)	-	-	**-1510**	**406**

*Critical moments and related axial forces without the twin-tunnel effect.

Based on Table 6-9, it can be concluded that the critical bending moment is the hogging moment (427 kNm) with a relatively low axial force (-1328 kN). In case of the sagging moment (-396 kNm), the related axial force is higher (-2111), hence different reinforcement arrangement (lower amount of reinforcement) is satisfactory. In Table 6-10, the reinforcement arrangement is introduced.

Table 6-10 Summary for Segment Flexural/Axial Reinforcement Arrangement

Reinforcement	Bar diameter (mm)	Quantity	Area (mm2)
Extrados Rebar	16	12	2413
Intrados Rebar	22	10	3801

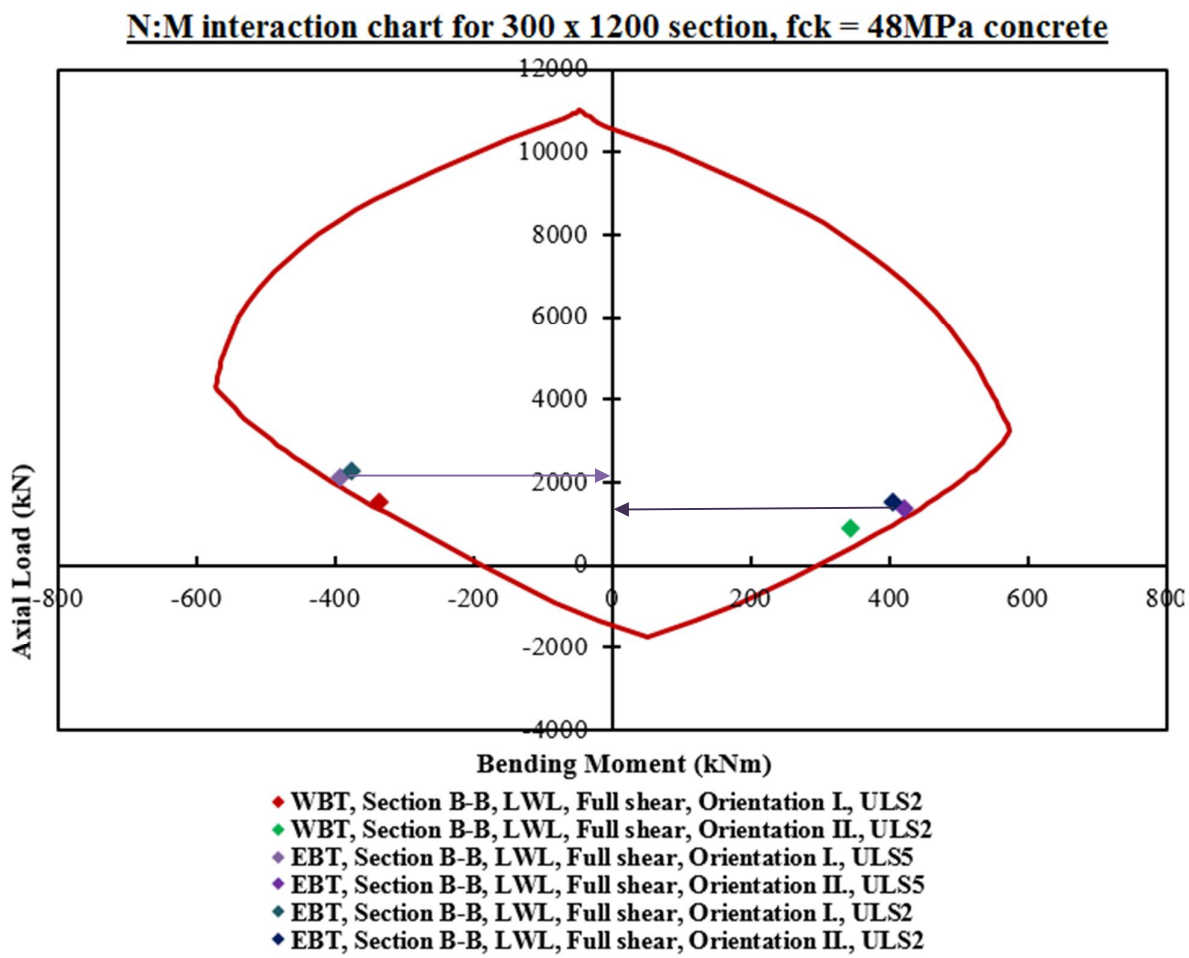


Figure 6-3 Evaluation of Reinforced Concrete Resistance with the Aid of M-N Diagram and the Critical Sectional Forces

6.2 Deflection of tunnel linings

In accordance with Outline Design Specification, the stiffness of the lining shall be sufficient to limit the maximum allowable deflection to 1%. To check the deflection, the radial deflection envelope of the tunnel linings under all the SLS load cases is reviewed and checked against the 1.0% of the centroid radius,

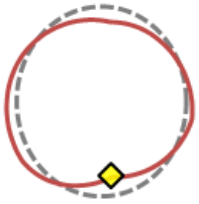
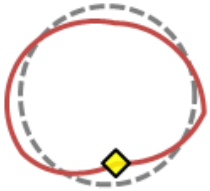
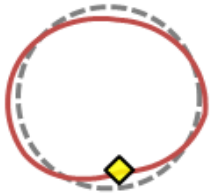
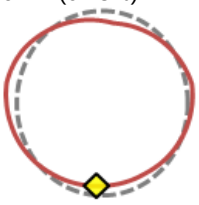
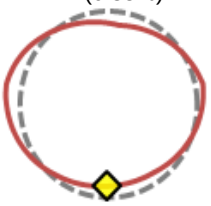
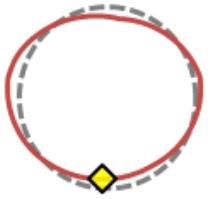
i.e., 1.0% × 3175 = 31.75 mm.

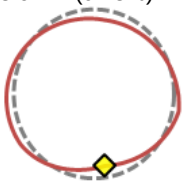
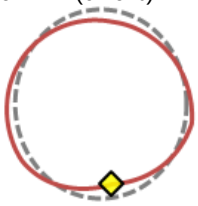
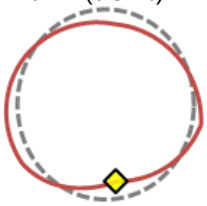
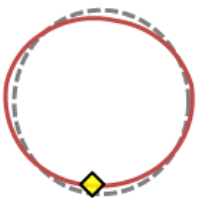
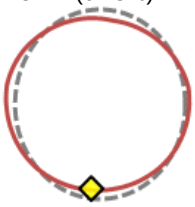
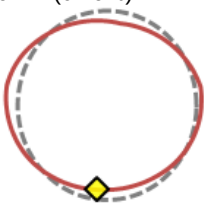
It is the most conservative to check the deflection without considering the friction given from the adjacent lining ring. Thus, the “zero shear springs” case is used to check the deflection criterion of the tunnel lining.

The relative deflection envelopes of the tunnel lining at Section A-A, B-B and C-C are presented in Table 6-11. The relative deflection values correspond to a displacement from an undeformed shape with a same centerline as the deflected lining.

Table 6-11 indicates that the most critical deflection is 15.0 mm (0.47%), where the maximum deflection is less than the limit. Thus, the deflection criterion is fulfilled. The water tightness check is given in Section 0.

Table 6-11 Case B (No Shear Spring) Deflection Envelopes of Tunnel Lining (All SLS Cases)*

Tunnel Section	Orientation	Deflection (mm)			Allowable Radial Deflection (mm)
		Section A-A	Section B-B	Section C-C	
WBT Low GWL	Orientation I	Max. radial deflection: 12.3mm (0.39%) 	Max. radial deflection: 15mm (0.47%) 	Max. radial deflection: 11.2mm (0.35%) 	31.75 (1.0% of Tunnel Radius
	Orientation II	Max. radial deflection: 9mm (0.28%) 	Max. radial deflection: 11.1mm (0.35%) 	Max. radial deflection: 9.3mm (0.29%) 	

Tunnel Section	Orientation	Deflection (mm)			Allowable Radial Deflection (mm)
		Flood GWL	High GWL	Low GWL	
EBT Section B-B	Orientation I	Max. radial deflection: 8.9mm (0.28%) 	Max. radial deflection: 9.2mm (0.29%) 	Max. radial deflection: 11.6mm (0.37%) 	31.75 (1.0% of Tunnel Radius)
	Orientation II	Max. radial deflection: 6.8mm (0.21%) 	Max. radial deflection: 7.3mm (0.23%) 	Max. radial deflection: 9mm (0.29%) 	

* Above deformations show "relative" deformation figures

** The yellow point is showing the location where maximum deflection is happening

7. STRUCTURAL DESIGN

The proposed reinforcement arrangement of the lining segment is check against the structural analysis results. Structural strength, bursting of joints and the crack width are check.

7.1 Lining Structural Capacity Check

The bending moment-axial force capacity envelope for the proposed reinforcement arrangement is used to check the structural analysis results from SAP2000. Also, the shear force is checked against the shear capacity V_{cd} and a plot of $V_{cd} - V_{SAP2000}$ is used. The structural capacity checks are given in **Appendix K**.

Since the bolt pocket is located at the internal side, the reinforcement capacity can be calculated considering a simplified T-section of the segment as shown below.

When the lining is under positive bending, the external side will be in compression whereas the external side will be in tension (see Figure 7-1).

When the lining is under positive bending, the external side will be in tension whereas the external side will be in compression (See Figure 7-2).

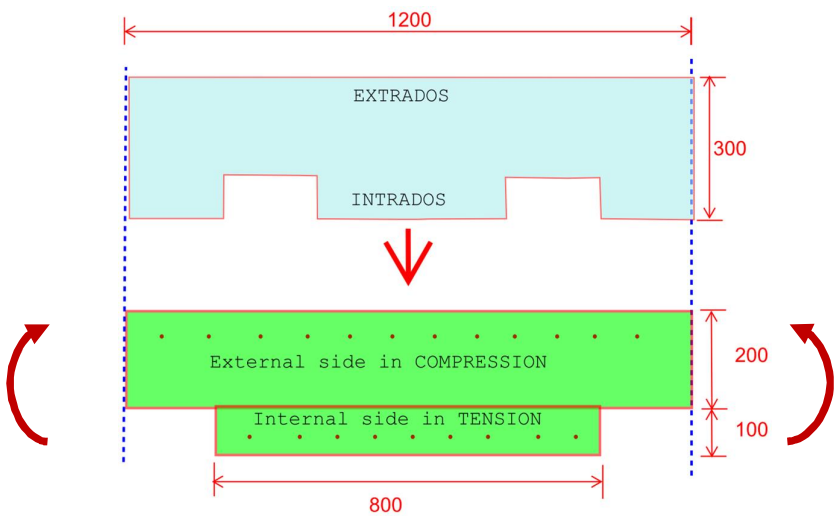


Figure 7-1 Positive Bending Case

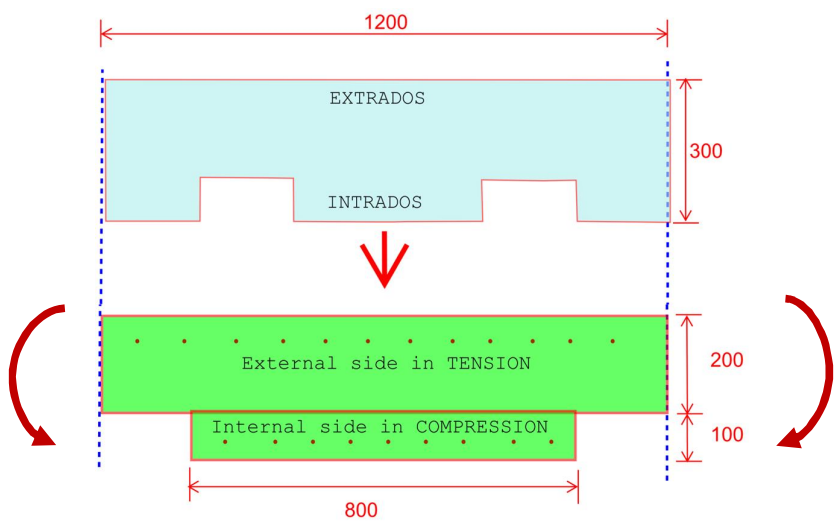


Figure 7-2 Negative Bending Case

The second moment of area values are shown in **Table 7-1** below:

Table 7-1 Second moment of area values for different sections

Section	Second moment of area (I)
Full rectangular section (1200 x 300mm)	0.0027 m^4
T-section (1200 x 200 (flange) 800 x 100 (web))	0.0022 m^4

The N:M interaction chart below in Figure 7-3 and Figure 7-4 shows the reinforcement capacity for the T-section.

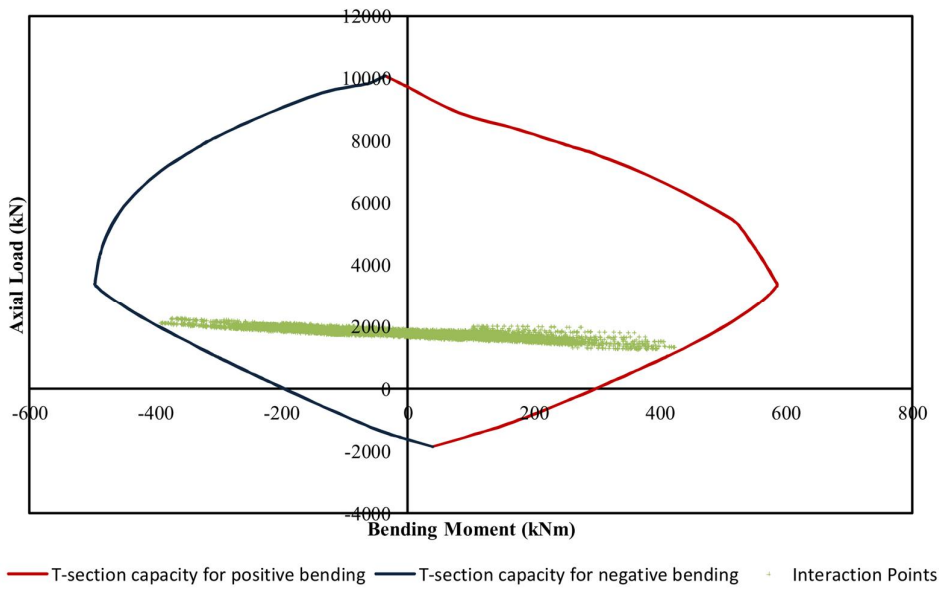


Figure 7-3 N-M interaction chart for EBT, fck = 48MPa concrete

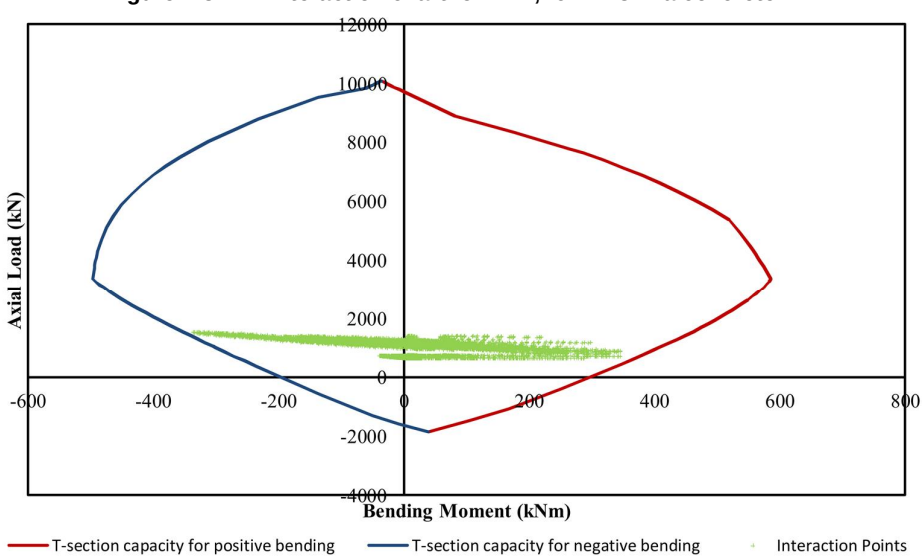


Figure 7-4 N-M interaction chart for WBT, fck = 48MPa concrete

The shear capacity is also checked and results found satisfactory. Shear check result can be seen in Figure 7-5 below and details can be found in **Appendix K**.

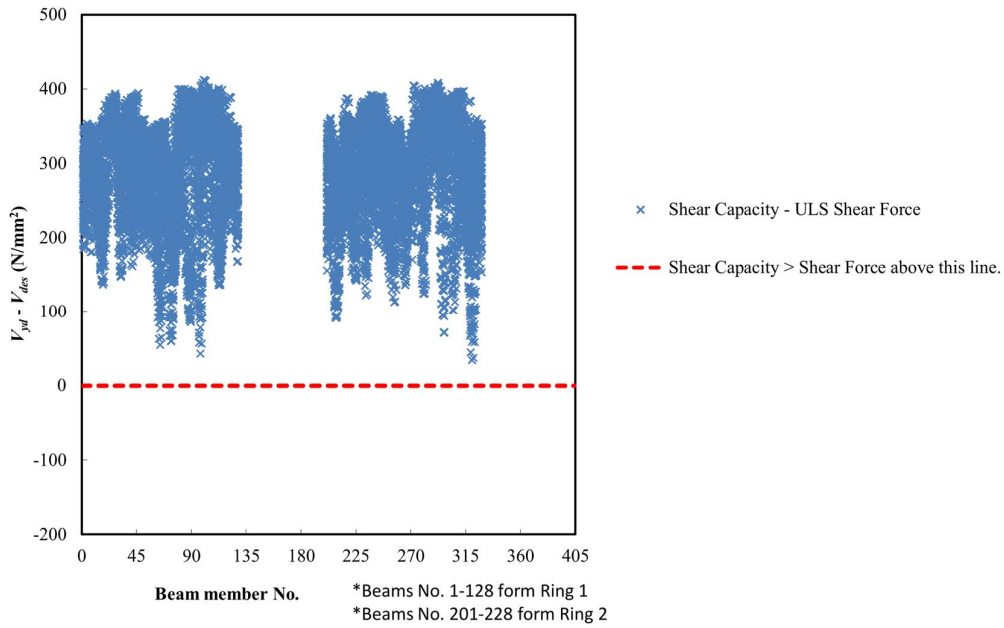


Figure 7-5 Sample of Shear Capacity Checking for Section B-B WBT from Appendix K

The following Table 7-2 shows the rebar arrangement.

Table 7-2 Summary for Segment Flexural/Axial Reinforcement Arrangement

Extrados Rebar Area A_s (mm^2)	2413
Intrados Rebar Area A_s (mm^2)	3801
Reinforcement Ratio for Extrados (%)	0.56
Reinforcement Ratio for Intrados (%)	1.06

Based on the structural design, the lining built of the reinforced concrete segments has sufficient structural resistance (capacity) in all design sections under all evaluated load conditions.

The capacity of the reinforced concrete reduced sections is shown in Table 7-3 and Table 7-4 below:

Table 7-3 Bending Moment Axial Force Interaction Diagram – Positive Bending- T-Section

Tunnel Section	Segment RC Check	Moment Capacity Utilization (%)
BB-EBT	T-Section	97%
BB-WBT	T-Section	92%

Table 7-4 Bending Moment Axial Force Interaction Diagram – Negative Bending - T-Section

Tunnel Section	Segment RC Check	Moment Capacity Utilization (%)
BB-EBT	T-Section	98%
BB-WBT	T-Section	95%

Table 7-5 Shear Reinforcement - 1074mm Reduced Section

Tunnel Section	Segment RC Check	Shear Capacity Utilization (%)
BB-EBT	Reduced- 1074mm width	87%
BB-WBT	Reduced- 1074mm width	88%

7.2 Joint Stress/Bursting Check

The radial joints of segments are flat joints. The bearing stresses due to the hoop force over the bearing width at radial joints are calculated and checked to satisfy the design limit. The design ovalization is 15 mm from the West Bound Tunnel with lower groundwater level at Section B-B.

Due to the reduced width of the bearing faces (due to ring building tolerance & deformation occurred due to earth load), transverse tensile stresses occur at the joints (due to the nature of contact at the joints). The eccentricity of the resultant compressive force due to variable stress distribution at radial joints is taken into account by introducing a substitute bearing area, which is defined by a rectangular stress block with the resultant normal force at its center. The minimum design eccentricity of axial load is 19 mm (at Section B-B, East Bound Tunnel). The caulking and gasket dimensions have been considered in the design. The image below is indicative for easy reference. The detailed calculations are provided in **Appendix M1**. The results are summarized in Table 7-6.

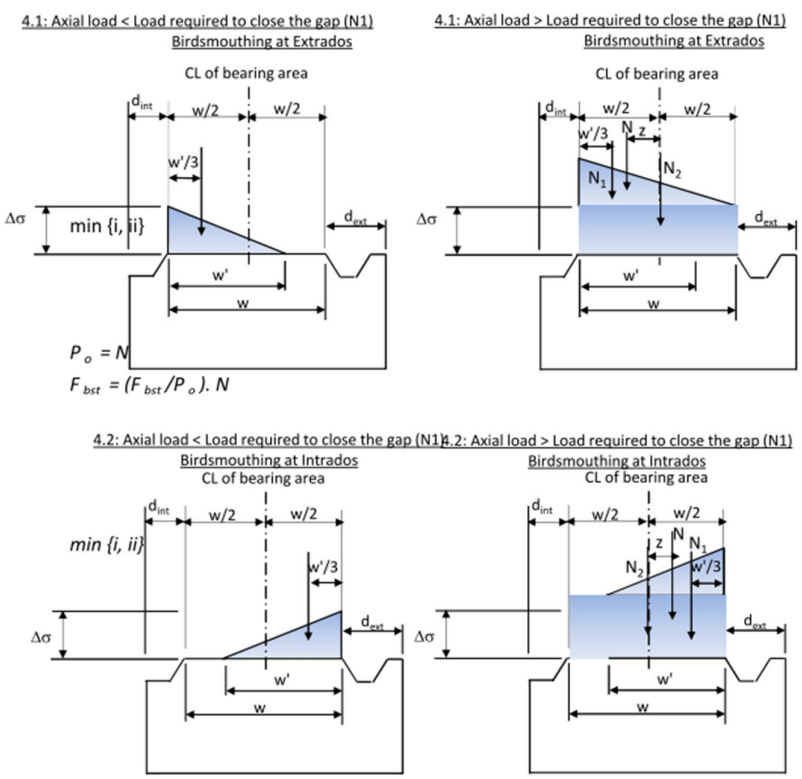


Figure 7-6 Radial joint of segments stress check

Table 7-6 Radial Joint Check Results

Maximum design factored moment induced by peak stress required to close the gap (kNm/m)	28.0
Allowable moment capacity (kNm/m)	107.8
Decision	**OK**
Maximum bursting force (kN/m)	257.5
Area of bursting steel required (mm^2)	872
Total area of bursting steel provided per segment (mm^2)	1546
Decision	**OK**

7.3 Crack Width Control

The calculated maximum crack width shall not exceed 0.005 of concrete cover, i.e. 0.2 mm in accordance with Japanese codes. The related crack width calculations (whether the calculated crack width is below the max allowable crack width or not) is conducted in accordance with JSCE Shield Tunnel Code (2006). The crack width limit checking is given in to **Appendix K** of the report.

A sample of the crack width checking is presented in Figure 7-7, where the crack width limit is determined. The structural analysis results are plotted on the graph to determine if they stay within the acceptance zone. Based on the checking in **Appendix K** of the report, the crack widths for all cases summarized in Table 3-2 are within the limit of 0.2mm.

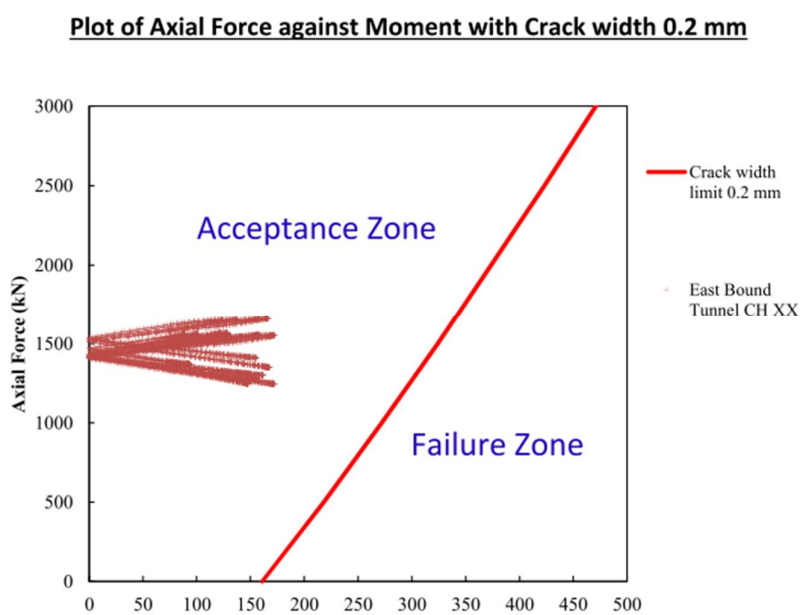


Figure 7-7 Sample of Crack Width Checking for Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level

7.4 Durability of Segments

For shield tunnels, segments are manufactured at factory under high quality control and in principle segments satisfy high requirement of durability. Mainly two items are considered for concrete segment long-term stability as below (JSCE Shield tunnel Code (2006):

- Water-tightness
- Cracks

For water-tightness, both short-term and long-term conditions are considered in the design and detailed calculations are given in Section 10.3. In addition to selected seal and its properties, two seals between segments and rings are considered (inner and outer side of tunnel) in order to increase the water-tightness in long term.

Regarding cracks, the relevant Japanese code indicates 0.005c to determine allowable crack width which is explained in item 7.3 above where “c” is the concrete cover. Current design has 40mm concrete cover which corresponds to 0.2mm allowable crack width to control the cracks and therefore maintain the long-term durability.

7.5 Fire Resistance

As confirmed by CP3's Contractor, fire heat release rate of their rolling stock is 5 MW for the E&M ventilation design in accordance with the Employer Requirements. There is no requirement for structural checking in the Contract against such heat release.

In addition, according to Japanese Railway Code (DSRSC) and JSCE Shield Tunnel Code, if the concrete cover is min.25mm, requirement is satisfied for TBM lining design. Local codes are also checked and the below mentioned codes take fire ratings and corresponding minimum concrete cover into account for underground structures:

Vietnam Building Code for Urban Underground Structures – Part 1. The Underground

QCVN 08 : 2009/BXD CÔNG TRÌNH NGẦM ĐÔ THỊ - PHẦN 1. TẦU ĐIỆN NGẦM

Based on the QCVN 08: 2009/BXD, 90-min fire resistant (R90) is required for tunnel lining design. The minimum concrete cover for related RC structures corresponding to R90 is 35 mm which is specified in Annex F of QCVN 06: 2010/BXD - VIETNAM BUILDING CODE ON FIRE SAFETY OF BUILDINGS .

The adopted concrete cover for TBM RC segment for CP-1b Contract is 40mm which also satisfies local Codes.

7.6 Bolt Checking

Bolts are used to tie adjacent segments and rings together. The bolts are designed to keep the sealing gasket or equivalent sealant compressed, when part of the shield thrust is relieved during erection of the rings. Further behind the shield, the friction between lining and ground is sufficient to keep the sealing strip or equivalent sealant compressed. The bolt checking is shown in Table 7-7 refers to **Appendix M** of the report.

In accordance with **Appendix M4**, the design force per ring join is 363KN. Refer to the tensile strength from JSCE Standard, the normal force to the joint (1044KN), which is provided by 3 nos. of provided bolts (M27 grade 8.8), is larger than the required force above (363KN). Therefore, the design bolt can meet the requirements to tie adjacent segments and rings together as shown in Table 7-7 Bolt Capacity – Ring Joint. Similarly, the same check is done for the segment joint Table 7-8 Bolt Capacity – Segment Joint.

Table 7-7 Bolt Capacity – Ring Joint

Bolt Capacity to Compress Seals – Ring Joint	Seal force per segment (kN)	363
	Tension capacity of 3 no. bolt (kN)	1044
	Decision	OK
Bolt Capacity to Resist Shear due to Self-Weight case only	Average shear force (kN) per bolt	62.54
	Shear capacity of 3 no. bolt (kN)	478
	Decision	OK

Table 7-8 Bolt Capacity – Segment Joint

Bolt Capacity to Compress Seals – Segment Joint	Seal force per segment (kN)	116
	Tension capacity of 3 no. bolt (kN)	696
	Decision	OK
Bolt Capacity to Resist Shear due to Self-Weight case only - Segment Joint	Average shear force (kN) per bolt	41.69
	Shear capacity of 3 no. bolt (kN)	319
	Decision	OK

In addition, the shear capacity of concrete segment against the shear force of bolts have been considered in **Appendix M5.** The shear force in Table 7-9 and Table 7-10 corresponds to the shear force at the joints for the combination of all loads. It can be seen that the main rebar is not sufficient and therefore U-bar and V-bar shear reinforcement is provided and incorporated in the design.

The shear force in Table 7-11 and Table 7-12 is caused by the self-weight case only in the self-weight model.

Table 7-9 Concrete Shear Capacity Check at Ring Joint*

Factored Shear Force at Bolt (kN)	114.4
Design Shear Capacity (Combined) (kN)	182.9
Decision	OK

*(All Cases considered except Self Weight)

Table 7-10 Concrete Shear Capacity Check at Segment Joint*

Factored Shear Force at Bolt (kN)	123.0
Design Shear Capacity (Combined) (kN)	150.6
Decision	OK

*(All Cases considered except Self Weight)

Table 7-11 Concrete Shear Capacity Check at Ring Joint (Self Weight case)

Factored Shear Force at Bolt (kN)	23.64
Design Shear Capacity (kN)	104.86
Decision	OK

Table 7-12 Lining Segment Shear Capacity at Segment Joint (Self Weight case)

Factored Shear Force at Bolt (kN)	19.40
Design Shear Capacity (kN)	69.10
Decision	OK

Similarly, the shear capacity of concrete segment against the shear force is caused by the Key Segment Sliding Force as detailed in section 8.3. The results are shown in Table 7-13 and detailed calculations can be found in **Appendix M5**.

Table 7-13 Concrete Shear Capacity Check at Ring Joint (Key Segment Sliding force only)

Factored Shear Force at Bolt (kN)	375.76
Design Shear Capacity (kN)	579.95
Decision	OK

8. SEGMENT CHECK UNDER CONSTRUCTION LOADS

8.1 Jack Force Thrust Check (Effects of Shield Shoving)

Jacking load on the circumferential area of the precast segmental lining, from the TBM, shall be considered in the design of the tunnel segment lining. The maximum thrust force is 44000 kN. As discussed with the construction team, 15 mm is adopted as the design eccentricity of the thrust force of the shield jacks

Additional flexure and torsion may generally be induced on segments, when shoving loads are not equally distributed, due to steps along the circumferential joints. In order to minimize damage during shoving, accurate ring build is crucial. The use of joint packing will further help to mitigate such effects by reducing load concentration.

TBM shoving loads acting at circumferential joints cause bursting stresses, as the bearing width of the rams and joint packing's is less than the segment thickness. Circumferential joints are checked for splitting force due to shoving force. Closed links are provided to resists this force. All types are checked that the links provided are sufficient to resist the splitting force at ultimate limit state.

Table 8-1 Circumferential Joint Jack Force Thrust Check

Check for Splitting force from TBM shoving force - Joint Bursting Check (ULS) Bearing Pressure Check	Bursting Stress, f_{bst} (N/mm^2)	2.418
	Allowable tensile strength (N/mm^2)	2.420
	Decision	No Bursting Link required. OK.
	Design Bearing pressure (N/mm^2)	50.6
Bearing Pressure Check Cross-section Specification	Bearing strength capacity (N/mm^2)	72.7
	Decision	OK

The details of the calculations are given in **Appendix M** of the report.

8.2 Secondary Grout Checking

According to Japanese Railway Code (DSRSC-ST) Chapter 5.7 – Construction Loads, primary and secondary grouting effects are not critical and therefore can be omitted because the K segment is installed in the axial (longitudinal) direction. However, in order to be conservative, the lining stability under grout pressure calculations is checked.

Maximum grout pressure of 450 kPa will be applied with a triangular distribution from the grout pipe. In order to simplify the analysis in structural models, an equivalent uniform pressure of 300 kPa (450 / 2 = 225 kPa, say 300 kPa) is applied in the structural analysis. The structural analysis and structural capacity check for secondary grouting is given at the end of **Appendices J, K1** and **K2**.

A. Three load combinations are considered:

A) Grout pressure applied at the middle of the segment (middle half)

Load Combination 1 = 1.0 DL + 1.1 Half P_g

where the grouting pressure P_g = 3 bar (300 kPa) and DL is the dead load

B) Grout pressure applied along Half Side

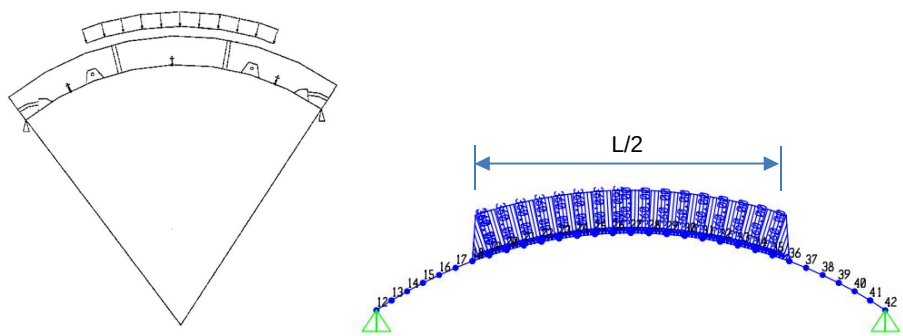
Load Combination 1 = 1.0 DL + 1.1 Half P_g

where the grouting pressure P_g = 3 bar (300 kPa) and DL is the dead load

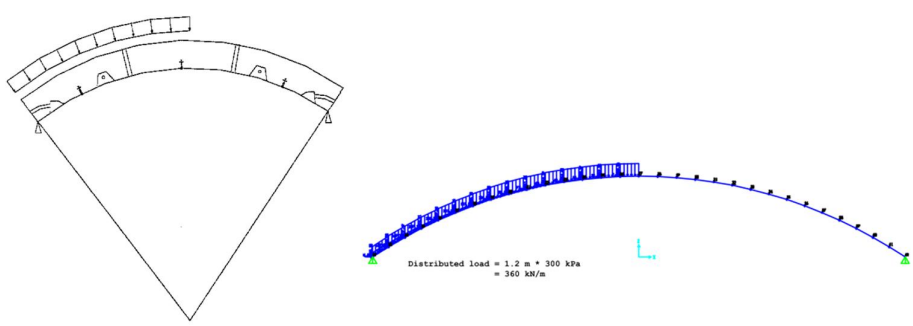
C) Grout pressure applies along full segment.

Load Combination 1 = 1.0 DL + 1.1 Full P_g

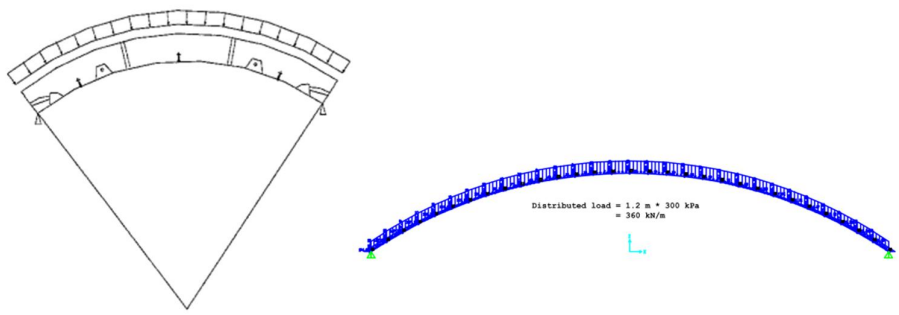
where the grouting pressure P_g = 3 bar (300 kPa) and DL is the dead load



A. Grouting Pressure Distributed at the Center



B. Grouting Pressure distributed at Half Side



C. Grouting Pressure Distributed along the Element

Figure 8-1 Secondary Grout Pressure Cases 'a' and 'b' in SAP2000 model.

The results from the three cases are shown in **Table 8-2**.

Table 8-2 Secondary Grouting Analysis Results

Force	Case A	Case B	Case C
Maximum Bending M_{max} (ULS) (kNm)	49.8	101.5	30.7
Minimum Bending M_{min} (ULS) (kNm)	-28.9	-78.7	0.0
Maximum Axial Force N_{max} (ULS) (kN)	-950.6	-601.7	-1229.2
Minimum Axial Force N_{min} (ULS) (kN)	-978.7	-659.2	-1243.0
Maximum Shear Force V_{max} (ULS) (kN)	122.6	203.0	54.5
Minimum Shear Force V_{min} (ULS) (kN)	-122.6	-218.1	-54.5

The critical case is caused by case B where the grout is applied at half side of the segment.

In order to evaluate plain concrete`s shear resistance of the shallow concrete cover at the erector hole area, water pressure and earth pressure are considered acting on the plain (non-rebar) concrete. The calculation results are shown in Table 8-3 and detailed calculations are given in **Appendix M**.

Table 8-3 Bending and Shear Check of Concrete Cover at Erector Hole Area

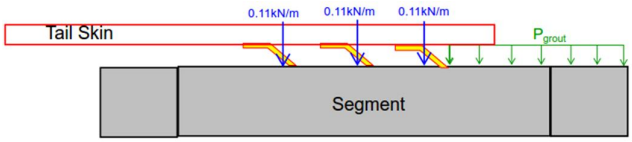
Case	Resistance of Concrete Cover	Required Design Strength	Judgment
Shear Capacity for Long Term (kN)	3.44	1.04	OK
Shear Capacity for Short Term (kN)	3.44	1.14	OK
Tensile Strength for Bending Moment (N/mm^2)	2.14	1.21	OK

Tail brush pressure is also taken into account in the design as shown above.

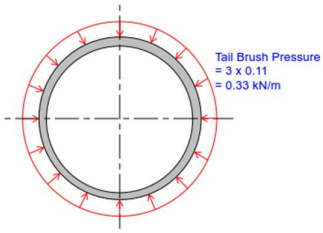
Based on the information provided by the construction team, the tail brush pressure is only 0.33 kN/m. Since the tail brush will prevent the grout to go into tunnel shield, grout pressure is not considered in the tail brush section.

Due to brush force, there is small amount of axial force on the lining. In the analysis self-weight case has been checked by adding tail brush force. The tail pressure has been considered in 4 different cases:

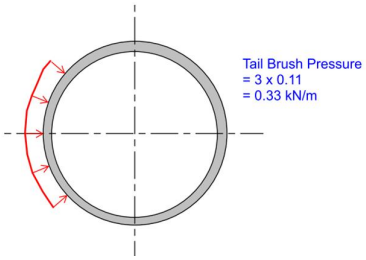
A. Tail pressure applied along the entire circumference
B. Tail pressure applied from the side for 60°
C. Tail pressure applied from the bottom for 60°
D. Adding load B and load C above.



A.



B.



C.

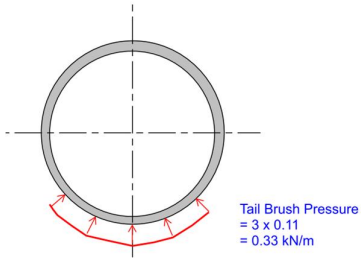


Figure 8-2 TBM Tail Brush Pressure

Results show no impact on the lining design (see Figure 8-3).

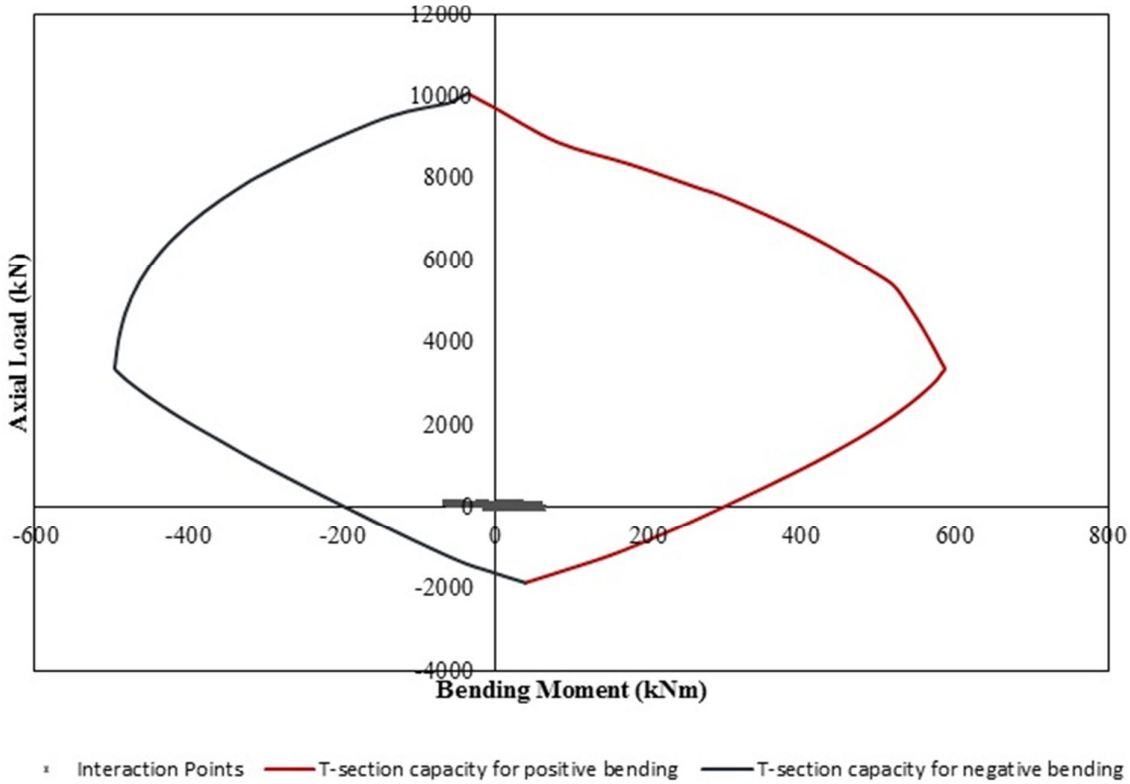


Figure 8-3 TBM Tail Brush Pressure N-M interaction chart (self weight case)

8.3 K-Segment Stability (Sliding in the Longitudinal Direction) during Installation

The K-Segment is inserted in the longitudinal direction as mentioned in Section 1.2 Segment Structure Conditions and shown in Figure 1-12. JSCE (Article-32, Construction Loads) clarifies that "study on whether the K-segment could drop out is required if K segments are inserted in the radial direction". Therefore the drop out check for stability is not necessary in this case since K-Segment is inserted in the longitudinal direction as mentioned above.

In addition, a check has been carried out to assess the possibility of push-out (sliding) of newly installed K-Segment due to possible earth and hydrostatic pressure effect around the previously-installed ring. The condition is illustrated in Figure 8-4 below:

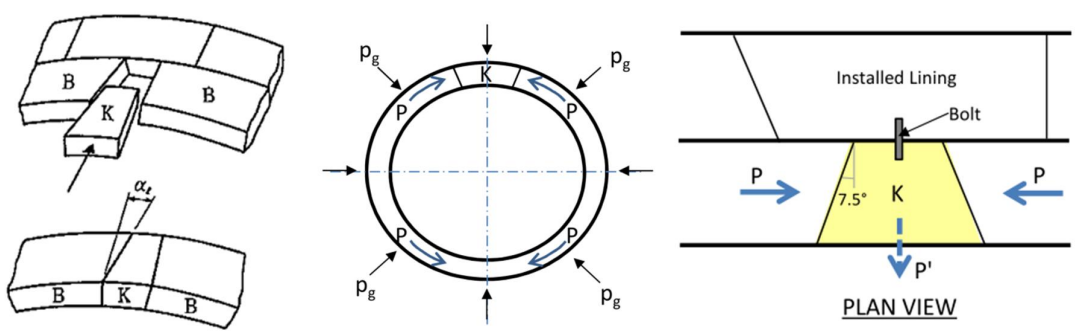


Figure 8-4 Insertion angle on segment inserted in Longitudinal Direction and Push-out (Sliding) scenario

The pressure from outside of segment such as grout pressure, earth pressure or hydrostatic pressure will cause an axial force "P". Given the insertion angle (α_I) arrangement of 7.5° as detailed in drawing CP1b-CTS_TD-TBMS-00023, a resultant force "P" may be induced in the longitudinal direction as shown above.

Principally, grouting works will be carried out during advancement of TBM. The newly installed ring is being supported by TBM thrust jacks and therefore it is unlikely to be pushed out (slid) in axial direction. Therefore, possibility of sliding of key segment may only be considered during precast lining installation stage. And also according to configuration of precast segmental linings in TBM, more than 80% of segmental lining is covered by the TBM shield. Therefore only approx. 20% of segment area may face earth pressure. However, as a conservative approach 100% of segment area is considered to be facing hydrostatic and earth pressure.

Two checks are carried out to confirm the K-Segment Stability in the longitudinal direction:

1. Sliding of key segment against only yield stress of bolts in longitudinal direction
2. Sliding of key segment against friction resistance of concrete between segments in longitudinal direction

Earth and water pressure are considered in the calculations. The detailed calculation is given in **Appendix M** and results summarized in Tables 8-4 and 8-5 below.

It can be seen from below summary that:

1. If friction is totally ignored and only one bolt between two rings is considered shown on Plan View in Figure 8-4 by taking yield strength into account (under working load without load and material factors), FoS against sliding risk is 1.01 ≥ 1.00 → SAFE (Table 8-4)
2. When considering the friction between concrete surfaces (friction coefficient taken as 0.5/3 = 0.167), the FoS against sliding risk is 1.27 ≥ 1.00 → SAFE (Table 8-5)

It shall be noted that assuming no-friction between segments under compression is very conservative approach. Even with very low friction coefficient is adopted as a conservative approach, friction force is big enough to avoid any push-out concern. Also when considering one bolt together with partial friction between segments, results show that there is no push-out (sliding) concern for key segment.

Table 8-4 K-Segment stability during installation – Single Bolt Resistance against Sliding

Factored Sliding Force on K Segment (kN)	375.8
Design Yield Strength of Single Bolt (kN)	377.9
Factor of Safety FoS	1.01
Judgment	OK

Table 8-5 K-Segment stability during installation – Friction Resistance against Sliding

Factored Sliding Force on K Segment (kN)	375.8
Factored Total Friction on Key Segment (kN)	476.6
Friction Coefficient	0.167
Factor of Safety FoS	1.27
Judgment	OK

9. FLOTATION CHECKS

9.1 Flotation due to Hydrostatic Pressure

Flotation and heave checks will also be carried out at the critical tunnel locations. The check is carried out based on the standards stated in Section 6; km 1+350 section is selected for evaluation where the tunnel alignment is the closest to the surface. The following assessments on tunnel overall stability is carried out:

The tunnels are checked for the possibility of flotation due to hydrostatic pressure at shallow locations. The tunnels are checked to satisfy overall factor of safety of 1.0 as shown in the equation below in accordance with the corresponding Japanese Code. Refer to **Appendix N1** for the detailed calculation.

$$F_s = \frac{2R_o[\gamma'(H_w + R_o) + \gamma(H - H_w)] - \pi\gamma' R_o^2/2 + 2\pi R_o g + 2R_o p_o + P_1}{\pi\gamma_w R_o^2} \geq 1.05$$

Table 9-1 Floatation Calculation Summary

Km 1+350 (water level at ground level)	Water pressure u (kPa)	95.0
	σ_v' at tunnel centre (kPa)	129.3
	Minimum Factor of Safety	1.05
	Factor of Safety (F_s)	2.36
	Decision	OK
Km 1+350 (at flood level)	Water pressure u (kPa)	126.2
	σ_v' at tunnel centre (kPa)	98.1
	Minimum Factor of Safety	1.05
	Factor of Safety (F_s)	1.77
	Decision	OK

10. OTHER STRUCTURAL VERIFICATIONS

This section provides a basic summary of the approaches and assumptions and covers various aspects of design and detailing of reinforced concrete segments.

10.1 Circumferential (Ring) Joint Check

The circumferential joint is checked for the bolt capacity to compress gaskets and the concrete shear capacity. The concrete shear capacity is checked at the seal area and at the shear key lock (summarized in Table 10-2). The gasket closure force is calculated based on the properties provided by the sealing supplier of the Contractor

In addition, the "Share-lock segment" transmits the shear stress between the rings in the "share-lock" and reduces the concentrated shear stress acting on the bolted joint. This prevents the formation of cracks around the bolt boxes and prevents water leakage. The concrete shear capacity check for the key lock is also summarized in Table 10-1 and Table 10-2 and shown in **Appendix M**. Due to the presence of the bolt box, the reduced cross-section area of the reinforced concrete has also been evaluated during the RC design in **Appendix K**.

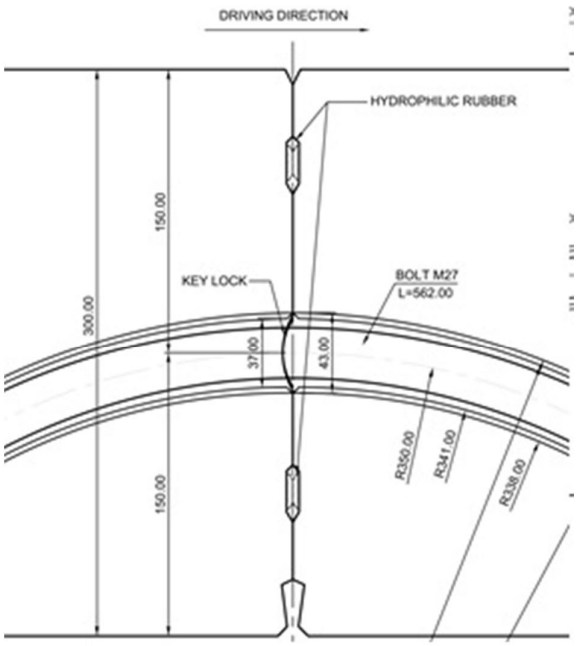


Figure 10-1 Circumferential Joint of Rings

Table 10-1 Circumferential Joint Check

Bolt Capacity Check to Compress Gaskets	Tension capacity of 2 no. bolt (kN)	696
	Gasket force per segment (kN)	363
	Decision	OK

Table 10-2 Concrete Shear Capacity Check (Appendix M5)

Spalling of Joints	Design Seal Shear Force (kN/m)	47.98
	Design limited shear capacity (kN/m)	53.5
	Decision	OK
Concrete Shear Capacity Check for Key Lock	Shear force along failure surface (kN/m)	104
	Design limited shear capacity (kN/m)	133.6
	Decision	OK

10.2 Handling Force

Segments will be designed for stresses during demolding, stacking and erection of the segments. Stresses are generally calculated by elastic methods to ensure that the modulus of rupture of the un-reinforced concrete is not exceeded and thus the segments remain un-cracked. The design flexural stress is checked against the design tensile strength as presented in **Appendix P** of the report.

As mentioned in Section 8.2, the shear resistance of the concrete cover at the erector hole area has also been evaluated (Table 8-3) and it is sufficient.

Table 10-3 Segment Demolding Check (Appendix P1)

Segment Demolding Check	Suction pressure p_{suc} (kN/m^2)	8.6
	Design Moment (kNm/m)	11.1
	Max Tensile Stress (N/mm^2)	0.74
	Tension Strength of Concrete at 7 Days (N/mm^2)	1.79
	Decision	OK

Table 10-4 Segment Stacking Check (Appendix P2)

Base Check (Bottom Segment)	Max tensile stress (N/mm^2)	0.4
Eccentricity Check (Bottom Segment)	Weight per normal segment (kN)	75.1
	Design tensile stress (N/mm^2)	1.08
Key Segment Load (Uppermost 67.5° Segment)	Weight of key segment (kN)	25
	Max Tensile Stress (N/mm^2)	0.98
	Tension Strength of Concrete at 7 Days (N/mm^2)	1.79
	Decision	OK

Table 10-5 Lifting Socket Check (Appendix P3)

Concrete Friction Capacity	Design lifting force (kN)	75.1
	Concrete cylindrical strength, f_{ck} (N/mm^2)	48
	Bond strength f'bok (N/mm^2)	2.75
	Friction capacity (kN)	109
Concrete Shear Capacity	Design concrete shear capacity (kN)	182.1
	Decision	OK

Table 10-6 Segment Capacity due to Lifting (Appendix P3)

Capacity Along Radial joint of segment	Design Moment (kNm)	31.9
	Pure Flexural Capacity without consideration of axial force (kNm)	185
Capacity along circumferential joint	Design Moment (kNm)	11.3
	Pure Flexural Capacity without consideration of axial force (kNm)	185
	Decision	OK

10.3 Watertightness (Segment Seal Design)

10.3.1 General

In order to confirm watertightness of the segment linings, appropriate segment seal shall be selected and checked with the segment opening and seal offset values. For CP-1b, hydrophilic seal is selected and based on the properties given by the supplier, necessary calculations conducted as below.

The initial opening at ring joint and segment joint is considered by setting a gap between segments of 3mm. The calculations are based on single layer segment seal to be conservative, however, as an additional measure two-layers of hydrophilic seals will be installed which will further minimize the risk of water leakage against segment opening and offset.

10.3.2 Design Requirements

Gap and design ground-water pressures are set for examining sealing strip as follows.

(1) Design water pressure for Long-term condition

Working water pressure P_w = 0.287 MPa (Refer to Table 4-3)

(= 287 KN/m^2)

(2) Design grouting pressure for Short-term condition

Working grouting pressure P_g = 0.283 + 0.15 = 0.433 MPa (Refer to Table 4-3)

(= 433 KN/m^2)

(3) Initial opening δ = 3 mm

(4) Off-set Δ = 5 mm

(5) Type of segment: RC segment

- Outside diameter ϕ 6650 mm
- Inside diameter ϕ 6050 mm
- Width 1200 mm
- Thickness 300mm
- Member of Segments 5+1

10.3.3 Proposed Seal Properties

(1) Number of sealing strip

Hydrophilic sealing strip shall be applied as double layer to each segment.

(2) Material for sealing strip

Chloroprene water-swelling rubber is considered in design.

(3) Shape of sealing strip

A shape of sealing strip is designed as follows, considering shape and size of groove.

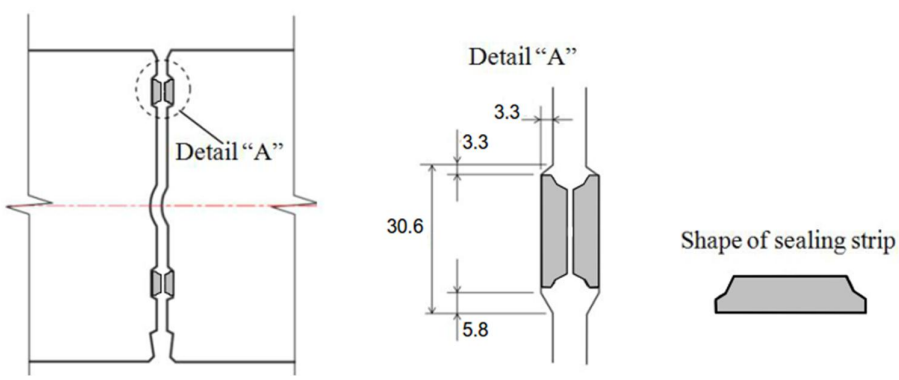


Figure 10-2 Typical details of sealing strip

(4) Shape and size of groove
A shape of sealing strip is designed as follows, considering shape and size of groove.

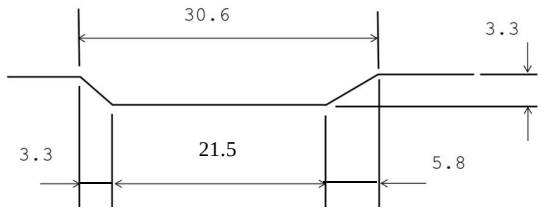


Figure 10-3 Radial and Circumferential Joint Dimensions

10.3.4 Design Condition for Sealing Strip Size

Design for sealing strip size shall be examined as follows.

(1) <u>Examination of water sealing capacity</u>

Thickness of sealing strip is determined, provided that contact pressure of sealing strip is more than working water pressure (P_w) at 3mm gap in maximum on assembling of segment, as per the formula for water stop:

$P_s > P_w$ (by gasket theory)

Where; P_w: Working water pressure, Ps: Contact pressure of sealing strip

Formula $P_s > P_w$ …… (1)

(2) <u>Examination of proper compressed volume of sealing strip</u>

Compression percentage (ε) shall be 40% or less when the joints between two segments in ring and segment places are fully contacted.

(3) <u>Examination of influence to segment assembling</u>

Sealing strip is stipulated as follows to avoid any influence to the accuracy of segment assembling.

Cross section area of sealing strip (V_2) / Cross section area of groove (V_1) ≤ 1

(4) <u>Examination of sealing capability against gap between segments</u>

It is recommended that sealing strip must contact each other lightly or more (they must be compressed each other)

(5) <u>Examination of water sealing capacity against off-set</u>

Effective width of sealing strip shall be kept to maintain water sealing capability against 5mm off-set caused by bolt clearance and etc.

10.3.5 Flowchart for the Design of Sealing Strip

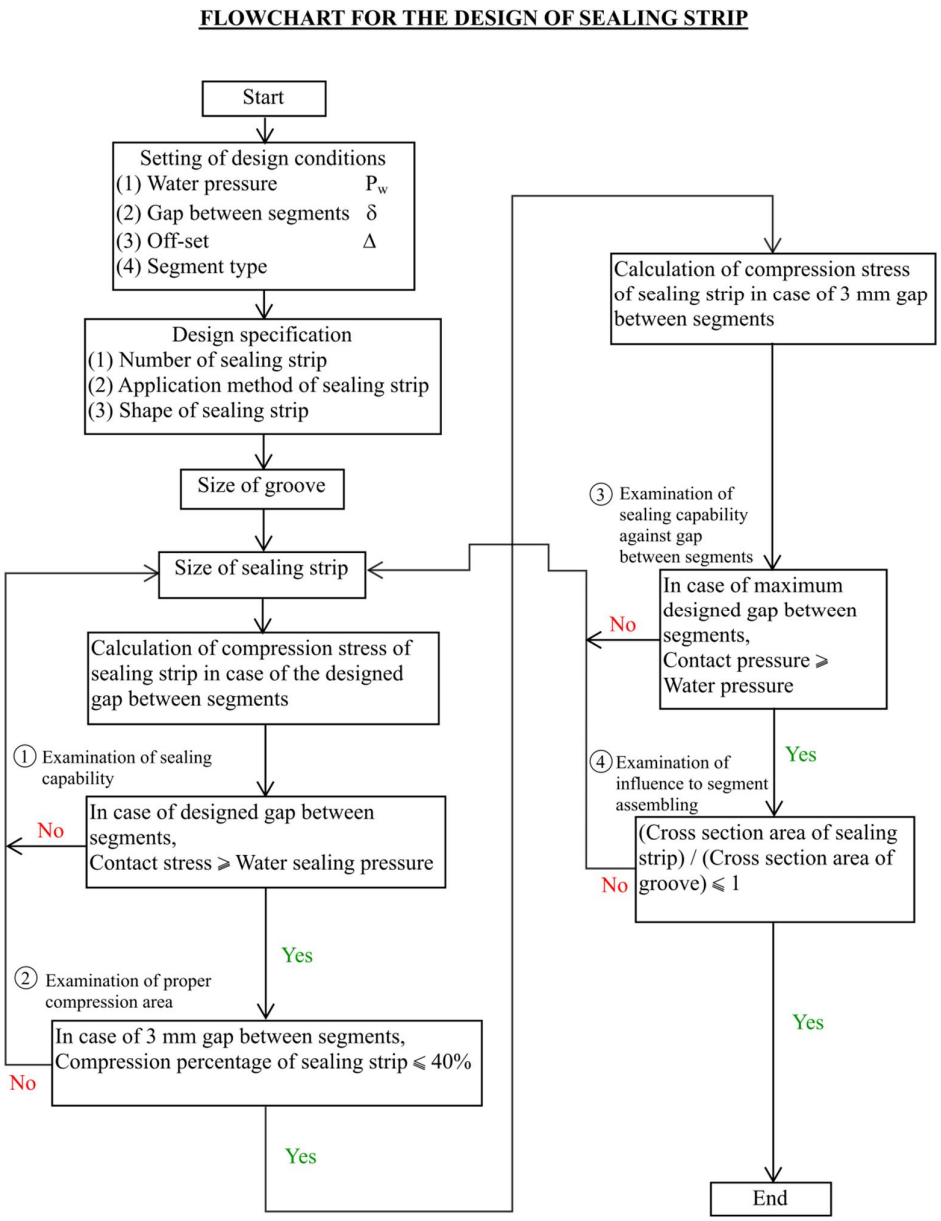


Figure 10-4 Flow Chart for the Design of Sealing Strip

10.3.6 Design of a Sealing Strip Profile

10.3.6.1 Sealing strip thickness

Compressive bound (contact stress) requires to be 0.433 MPa or higher in order to seal under 0.433 MPa of grout pressure when an initial design gap is 3 mm, and compression percentage of sealing strip requires to be 12 or higher in order to satisfy the requirements by considering relation between compression percentage and compression stress shown in Figure **10-5**. Formula (2) shall be found on a basis of this requirement and a thickness range of sealing strip will be set for water stop.

Formula: Compression percentage of sealing strip (%) = $\frac{T-2d-3}{T}$ x 100 ≥ 12 ……. (2)

Where, d: Depth of groove (d = 3. 3mm), T: Total thickness of sealing strip

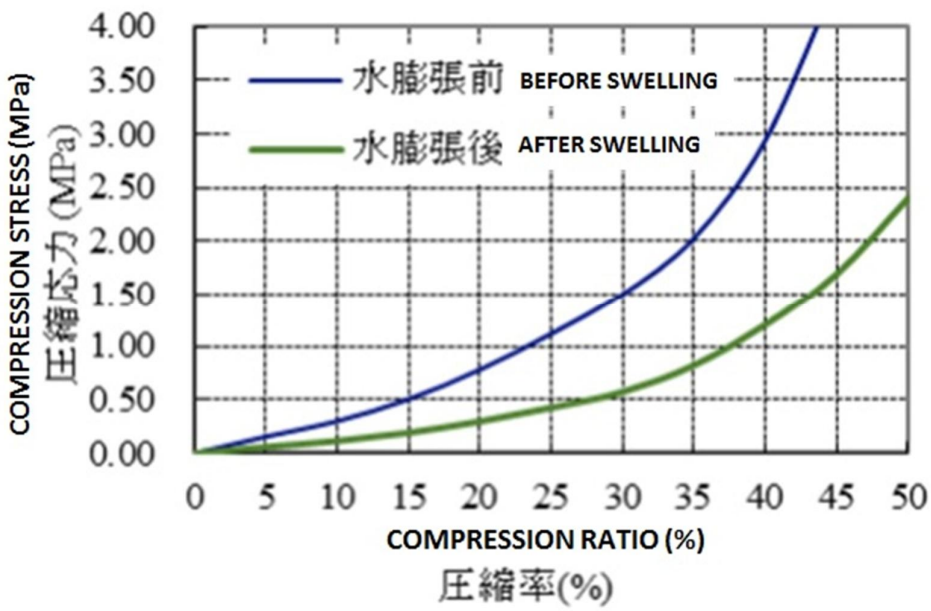


Figure 10-5 Relation between compression percentage and compression stress of sealing strip (from the Catalog of Manufacturer)

Where groove depth (d) is set as d = 3.3 mm, sealing strip thickness T shall be set as T ≥ 11mm from formula (2).

- Total thickness of sealing strip shall be set as T = 11 mm (= 5.5 mm+5.5 mm)

10.3.6.2 Sealing strip width

Sealing strip width can be found from relation between a cross section area of sealing strip (V2) and a cross section area of groove (V1) when a gap between segments is set to 0 mm.

Formula; $V_2 / V_1 \leq 1$ …….. (3).

Relation between sealing strip and cross section area shall be shown in Table 10-7.

Table 10-7 Relation between sealing strip and cross section area

Width of Sealing (mm)	Type	Cross section area V_2 (mm^2)	Ratio of cross section area
			V2 / V1
16	FDR1655	82.5	0.96

Cross section of groove V1 = 85.97 mm^2

Sealing strip, which can satisfy Formula (3) and of which effective width of sealing strip becomes maximum against off-set, shall be selected.

- Sealing strip width shall be set to 16 mm (See Figure 10-6).

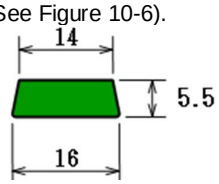


Figure 10-6 Shape and size of sealing strip

10.3.7 Design Conditions

Three scenarios with different design opening and sealing pressures are considered:

A. Design opening during installation: 0 mm:
The sealing pressure (P_s) is taken equal to grout pressure and is calculated as shown below:
P_s = High Ground Water Pressure + 0.15 = 0.283MPa + 0.15MPa = 0.433 MPa (Refer to Table 4-3)
Design Opening Value = 0 mm

B. Initial Opening 3mm for Construction stage (Short-Term):
The sealing pressure (P_s) is taken equal to grout pressure: P_s = 0.433 MPa
Design Opening Value = 3 mm

C. Initial Opeining 3mm for Operation Stage:
The sealing pressure (P_s) is taken equal to flooding water pressure: $P_s = P_w$ = 0.287 MPa (Refer to Table 4-3)
Design Opening Value = 3 mm
Additional Opening = 0.4 mm (maximum opening allowed from back calculation)

10.3.8 Examination of the Design

(1) Check on sealing capability in application

Relation of contact stress of designed sealing strip against gap between segments can be calculated as per Figure 10-5.

Compression percentage can be calculated as per following formula.

Compression percentage (%) = $\frac{T-2d-\delta}{T}$ x 100

Table 10-8 Compression stress of sealing strip

Scenario	Gap between segments (mm)	Compression percentage (%)	Provided Compressive stress (MPa)	Required Compressive stress (MPa)
A	0	40	2.90	0.433
B	3	12.73	0.47	0.433
C	3	12.73	0.47	0.287

Compression stress of sealing strip in application shall satisfy the conditions in Table 10-8.
Where;
T; Total thickness of sealing strip (T = 11 mm)
D; Depth of groove (d = 3.3 mm)
δ; Gap between segments (mm)

(2) Check on proper compression percentage
Maximum Compression percentage ε in 0mm gap between segments is the critical case and satisfies the condition ε1 (%) ≤ 40%:

Compression percentage ε1 (%) = $\frac{11-2\times3.3-0}{11}$ x 100 = 40% ≤ 40%.

(3) Check on assembly of segment
The ratio for cross section area of sealing strip (V1) to cross section area of groove (V_2) is as
Cross section ratio V_2 / V_1 = 82.5 / 85.97 = 0.96 ≤ 1
Therefore, Formula (3) is satisfied.

(4) Check on adaptability against gap between segments
Compression percentage ε_2 at maximum 3.0 mm gap between segments is calculated from thickness of sealing strip before swelling (T) and compression stress P_{s2} is calculated as per Figure 10-5.

Compression percentage ε_2 = $\frac{11-2\times3.3-3.0}{11}$ x 100 = 12.73%

P_{s2} = 0.47 MPa > P_w = 0.287 MPa is calculated and it satisfies sealing condition.

(5) Check on sealing capability against off-set

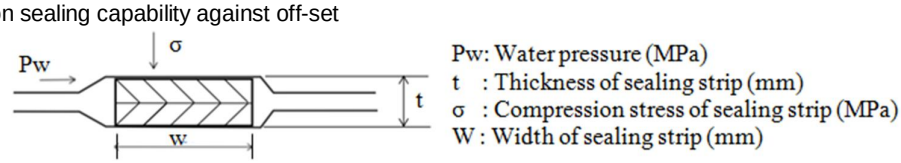


Figure 10-7 Effective width of sealing strip

The relation between force by water pressure F per length of sealing strip 1cm and compression force of sealing strip M is expressed as following formula. In case of F < M, it can stop water and in case of F > M, water will leak.

$F = Pw \times t/2 \ldots (4)$

F: Force by water pressure (MPa)
Pw: Water pressure (MPa)
t: Thickness of sealing strip (mm)

$M = \sigma \times W \times \mu \ldots (5)$

M: Compression force of sealing strip (N/mm)
σ: Compression stress of sealing strip (MPa)
W: Width of sealing strip (mm)
μ: Friction coefficient

Therefore the minimum width of sealing strip to stop water at each different scenario of 0 mm and 3.0 mm gap between segments can be calculated according to (4) and (5). The calculation is shown below:

For opening width = 0 mm:

It is stipulated that Ps = 0.433 MPa, friction coefficient μ = 0.5 and compression stress of sealing strip σ is 2.9 MPa.
The minimum width of sealing strip shall satisfy the condition where force by water pressure F equals compression force at sealing strip M so that:
$F = M \rightarrow P \times t/2 = \sigma \times W \times \mu \rightarrow W = (P \times t/2) / (\sigma \times \mu)$.
Therefore minimum width of sealing strip W = 1.0 mm
In consideration of 5mm off-set, minimum width of sealing strip is W = 1+5 = 6 mm.
Since the base-width of designed sealing strip is 14 mm, the conditions are satisfied since 6mm < 14mm.

Similarly, for opening width = 3.0 mm during construction in short-term:

Ps = 0.433 MPa, friction coefficient μ = 0.5 and compression stress of sealing strip σ is 0.47 MPa
∴ Minimum width of sealing strip W = 8.9 mm.
In consideration of 5mm off-set, minimum width of sealing strip is 8.9+5 = 13.9 mm < 14 mm

Finally, for opening width = 3.0 mm during operation stage:

Ps = 0.287 MPa, friction coefficient μ = 0.5 and compression stress of sealing strip σ is 0.47 MPa.
∴ Minimum width of sealing strip W = 5.9 mm.
In consideration of 5mm off-set, minimum width of sealing strip is 5.9+5 = 10.9 mm < 14 mm

Hence all the three scenarios satisfy the base width of sealing dimensions as shown in Table 10-9.

Table 10-9 Sealing Capability against offset summary

Scenario	Design Gap (mm)	Width of sealing strip as per seal dimensions (mm)	Minimum Width acceptable (mm)	Decision
A	0	14	6	OK
B	3.0	14	13.9	OK
C	3.0	14	10.9	OK

According to the above results, the required width of the seal material is 13.9 mm which is slightly smaller than the provided size of 14 mm. Although the 13.9 mm is at the limits, it will only happened during grouting works which is considered as short-term condition. Once the grouting works is completed, related requirement of compressive stress is 0.287 MPa for the operational stage and the required width is 10.9 mm. Hence, there is enough margin in sealing resistance. On the other hand, a additional allowable opening value is then back calculated based on the capacity of sealing material. The max allowable opening is 0.4 mm.

10.3.9 Conclusion

The detailed calculation is presented in **Appendix M**. The result is shown in Table 10-10 below:

Table 10-10 Sealing Strip Design Summary

Scenario	Designed Gap (mm)	Total Thickness (mm)	Contact Pressure (MPa)	Design Pressure (MPa)	Decision
A	0.0	11	2.9	0.433	OK
B	3.0	11	0.47	0.433	OK
C	3.0	11	0.47	0.287	OK

As it can be seen from above summary, the proposed seal properties satisfies water-tightness requirement during construction stage and after operation. In order to satisfy contact pressure of 0.287MPa for scenario “C” above, the corresponding segment opening value is calculated as 3mm + 0.4mm = 3.4mm. Judging from result of above examination, following sealing strip is most suitable for this project. In addition, provision of two layers of sealing strip will increase the safety of watertightness.

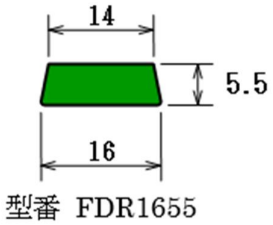


Figure 10-8 Product Aquaquell Sealer (water-swelling sealing strip) Shape

11. SEISMIC DESIGN

Reference is made to the Japanese design standard "Design standards for railway structures and commentary (shield tunnel)" by Railway technical research institute Section 5 – item (6) states that earthquake impact to tunnel is minimal and studies can be omitted:

> (6) Impact of earthquakes
>
> Earthquake impact is minimal and studies can be omitted because it is assumed that a tunnel vibrates in approximate harmony with the ground around the tunnel. The Shield Tunnel Standard introduces conditions, and a method of judging liquefaction for use in the study of the impact of earthquakes. It also describes a new design method based on the seismic deformation method for use when performing seismic design.

Above statement expresses that in general the impact of seismic activity on shield tunnels is not significant. However, in this report liquefaction and seismic checks have been conducted in order to ensure that seismic design is not governing or not critical.

11.1 Liquefaction Analysis

This section assesses the liquefaction risk by adopting formulae given in Japanese Code (DSRSC-ST) and discusses whether seismic design is needed for the design of HCM Metro TBM tunnel lining. For detailed Fs calculations regarding liquefaction, refer to GIR Appendix I.

Longitudinal geological section of the TBM tunnels shown below:

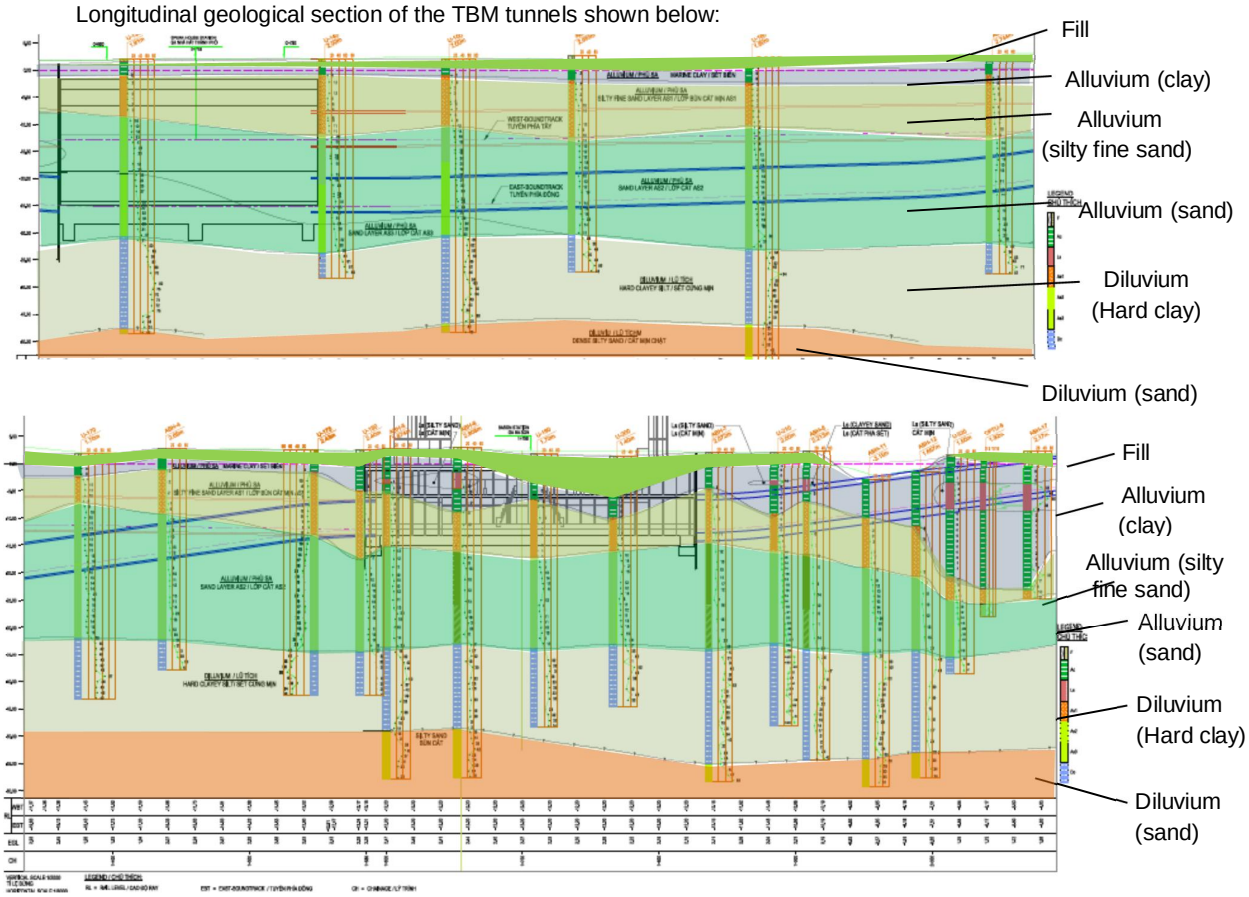


Figure 11-1 Longitudinal geological section of the TBM tunnel

The Fill layer, alluvium silty sand, and alluvium sand layers can be susceptible to liquefaction.

For alluvium clay layer, the fine content is higher than the range for soil which is susceptible to liquefaction. For lower part of alluvium sand and diluvium, depth larger than 15 to 20 m is not considered for liquefaction.

The PGA is relatively small (0.0848g as shown in section11.2.2 Soil Parameters); however, some locations in the soil layers on the upper layers of the soil (Fill and alluvium silty sand) may be susceptible to liquefaction.

For the design of the tunnel, the risk of liquefaction has to be considered. In order to evaluate the potential of liquefaction of soil along the alignment, the soil properties and SPT-N values at the boreholes along the tunnel alignment is reviewed.

Particle size – D50 check

Firstly, the particle size of the soil within the depth which liquefaction can occur (from surface to 20 m depth below ground) is considered. Within this depth range, 3 geological layers are present, which are Fill, alluvium clay 2 and alluvium sand 1. The fill layer is only approximately 1 m on the surface which is too thin to be considered/ the alluvium clay layer is not susceptible to liquefaction as it is clayey in nature. Hence the only soil layer that needs to be considered for liquefaction is the alluvium sand 1 layer.

According to the design code “DSRSC-ST”, Section 4.3(2), soils with medium particle size D50 within 0.02 mm to 2mm range would be susceptible to liquefaction.

Extracted section from “DSRCS- ST” shows the range of soil D50 particle size which is susceptible to liquefaction. Figure below shows the D50 particle size plot with depth of the soil within 20m depth range. The plot shows that the soil is within the particle size range that liquefaction risk has to be considered.

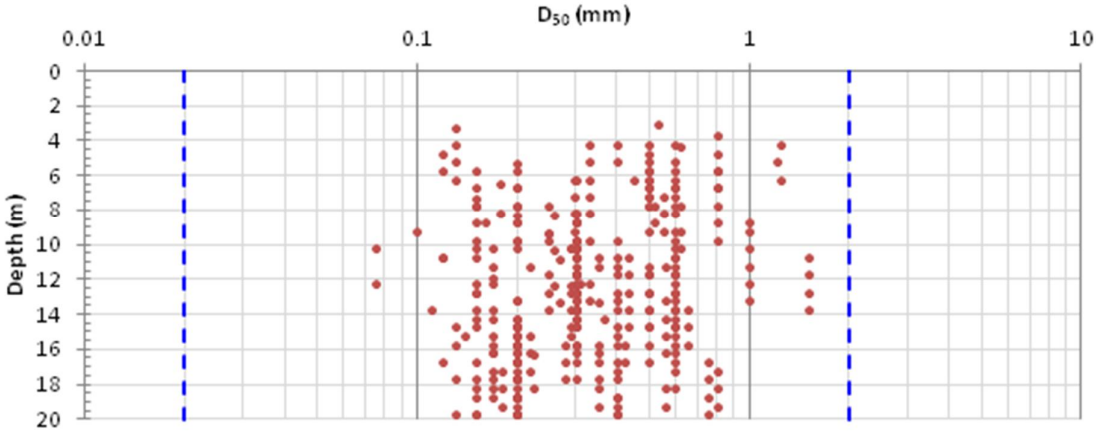


Figure 11-2 D_{50} particle size plot with depth

Liquefaction analysis has been conducted as the grain size of the sand at certain locations is within the range where liquefaction potential is high. The evaluation is based on the SPT-N values at boreholes (**Appendix S**) along the tunnel alignment and only focuses on layer AS1 (alluvium sand 1); in case of AS2 the SPT-N values are high and the particle size distribution is more favourable, in this layer soil liquefaction is unlikely. The analysis is based on DSRCS, the results and the applied methodology of evaluation are detailed in **Appendix S.1**.

The conclusion of the analyses is that EBT is settled in a layer where soil liquefaction is unlikely. However, soil media surrounding the WBT may liquefy locally during earthquake in the areas described by boreholes U-152, U-160, ABH-2, and U-176. The zones potentially susceptible for soil liquefaction are shown in Figure 11-3. In order to assess the impact of potentially liquefiable zone, a further check has been conducted and explained in Section 11.2 and results found to be satisfactory (no concern of flotation due to liquefaction risk)

Based on the analysis results, potentially liquefiable layers identified are shown in below Figure 11-3:

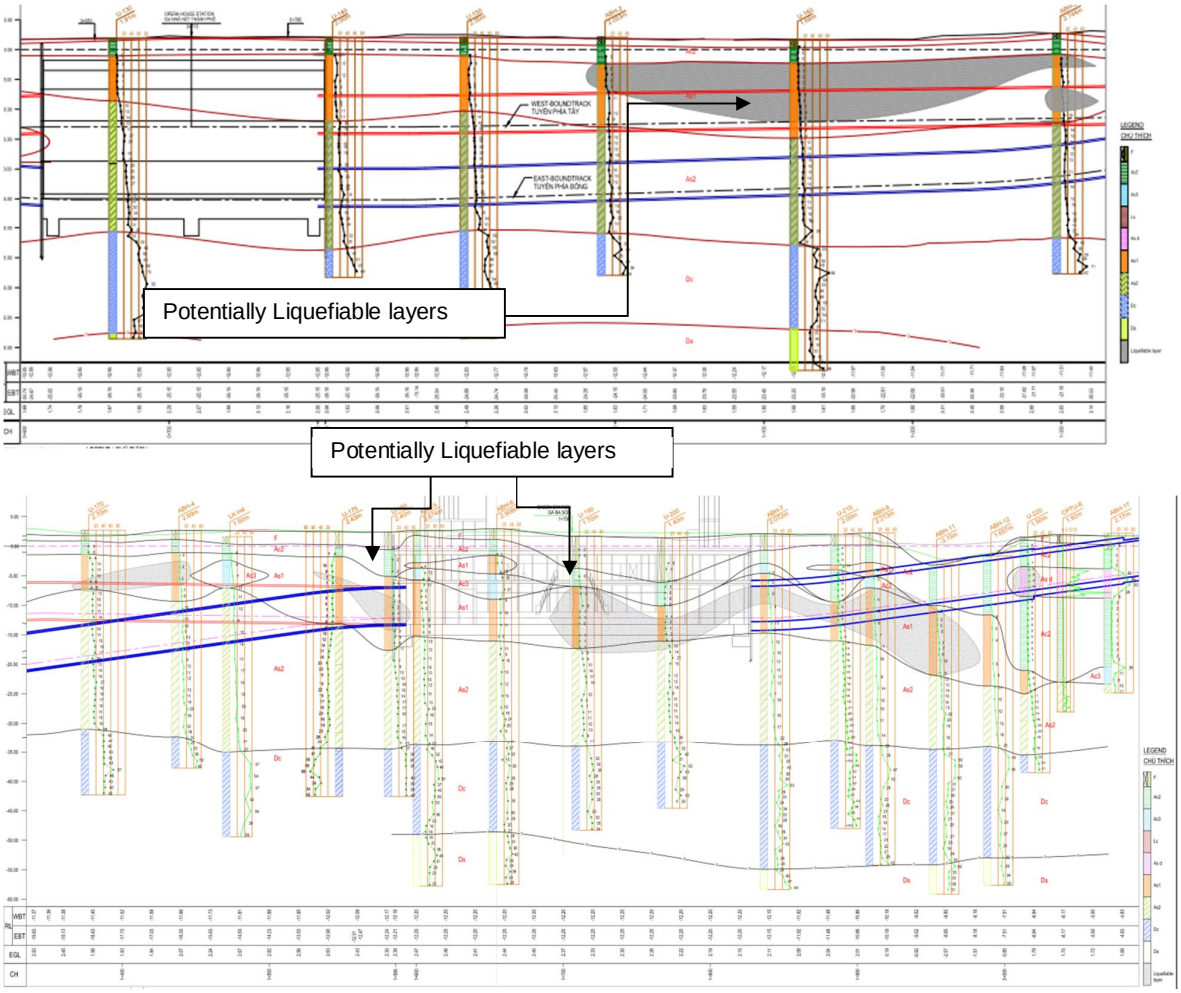


Figure 11-3 Liquefiable layers identified along tunnel alignment within alluvium sand 1 layer

BORING NO	SAMPLE NO	DEPTH Z m	Total Fines Fc %	SPT-N	全上載圧 σv	有効上載圧 σ'v	平均粒径 D_{50}	相対密度 Dr	基準化N値 N1	平均粒径の範囲 Range	K(D50,Fc,σ'v) F	相対密度のカテゴリー (Category)	液状化強度 R	地震時最大せん断応力比 L	FL	LAYER THICK. m	w	PL用FL値 FL for PL calc	(1-FL)w dz	PL
U-160	SPT4	4.225	16.40	2	73.9	31.6	0.08	37.3	2.8	0.075<D_{50}<0.5	0.20	Dr<60	0.320	0.25	1.28	1.00	7.888	1.000	0	13.07
U-160	SPT5	5.225	16.40	2	94.4	42.1	0.4	36.5	2.6	0.075<D_{50}<0.5	0.04	Dr<60	0.160	0.23	0.67	1.00	7.388	0.875	2.40	
U-160	SPT6	6.225	16.40	2	114.9	52.6	0.4	35.8	2.5	0.075<D_{50}<0.5	0.04	Dr<60	0.148	0.22	0.65	1.00	6.888	0.854	2.39	
U-160	SPT7	7.225	16.40	2	135.4	63.1	0.4	35.2	2.3	0.075<D_{50}<0.5	0.03	Dr<60	0.139	0.21	0.63	1.00	6.388	0.832	2.35	
U-160	SPT8	8.225	16.40	2	155.9	73.6	0.4	34.5	2.2	0.075<D_{50}<0.5	0.03	Dr<60	0.130	0.21	0.61	1.00	5.888	0.812	2.28	
U-160	SPT9	9.225	11.50	5	176.4	84.1	0.7	47.7	5.3	D_{50}>0.5	-0.01	Dr<60	0.151	0.20	0.73	1.00	5.388	0.730	1.45	
U-160	SPT10	10.225	11.50	4	196.9	94.6	0.7	43.2	4.1	D_{50}>0.5	-0.01	Dr<60	0.126	0.20	0.63	1.00	4.888	0.676	1.83	
U-160	SPT11	11.225	15.20	7	217.4	105.1	0.4	52.3	6.9	0.075<D_{50}<0.5	0.01	Dr<60	0.190	0.19	0.97	1.00	4.388	0.967	0.15	
U-160	SPT12	12.225	15.20	8	237.9	115.6	0.4	54.1	7.5	0.075<D_{50}<0.5	0.01	Dr<60	0.194	0.19	1.01	1.00	3.888	1.000	0	
U-160	SPT13	13.225	15.20	7	258.4	126.1	0.4	50.8	6.3	0.075<D_{50}<0.5	0.01	Dr<60	0.175	0.18	0.93	1.00	3.388	0.933	0.23	
U-160	SPT14	14.225	24.10	8	278.9	136.6	0.2	52.6	7.0	0.075<D_{50}<0.5	0.08	Dr<60	0.256	0.18	1.39	1.00	2.888	1.000	0	
U-160	SPT15	15.225	24.10	6	299.4	147.1	0.2	51.9	6.7	0.075<D_{50}<0.5	0.08	Dr<60	0.249	0.180	1.39	1.00	2.388	1.000	0	
U-160	SPT16	16.225	24.10	9	319.9	157.6	0.2	53.6	7.3	0.075<D_{50}<0.5	0.08	Dr<60	0.254	0.176	1.44	1.00	1.888	1.000	0	
U-160	SPT17	17.225	33.00	12	340.4	168.1	0.2	58.8	9.4	0.075<D_{50}<0.5	0.08	Dr<60	0.283	0.172	1.65	1.00	1.388	1.000	0	
U-160	SPT18	18.225	33.00	14	360.9	178.6	0.2	61.5	10.7	0.075<D_{50}<0.5	0.08	Dr>60	0.222	0.168	1.32	1.00	0.887	1.000	0	

Table 11-1 FL – PL calculation for Borehole U-160

As part of the soil is potentially liquefiable within the tunnel alignment although seismicity is relatively low, flotation check against liquefaction risk has been done and explained in Section 11.2 below. Results show that tunnel has enough Factor of Safety against flotation due to possible liquefaction.

For the risk of local liquefaction on WBT, the soil spring value is expected to get reduced. However, due to the lateral pressure increment, positive bending at crown part of the tunnel and negative moment at spring line area tends to reduce. Therefore, even liquefaction occurs locally structural capacity of the segment lining is not critical.

Earthquake liquefaction is the process by which saturated, unconsolidated soil or sand is converted into a suspension during an earthquake. In the event of liquefaction, the soil loses most of its shear strength due to increase in pore water pressure, and the structure may float as a result.

Flotation check at above liquefaction portion in seismic stage is carried out according to the Equation 6.8.4 under Railway Seismic Code (DSRSC - Seismic Design). From the results, the factor of safety is exceeds 1.0 at all locations. Therefore, flotation checking against the liquefiable soil layer is satisfied. The details of the flotation checking are given in **Appendix N2** of the report.

11.2 Seismic Analysis in Transverse Direction

Seismic analysis in transverse direction is conducted according to DSRSC-SD. It is noted that PGA value at hard rock/bedrock level is 0.0848g which is considered as a relatively low value. Although the PGA is relatively low, seismic analysis in the transverse direction has been conducted to confirm that seismic design condition is not the governing factor. The hard rock/bedrock is assumed to start at the top of the Ds layer identified during site investigations. Design is carried out following below flowchart:

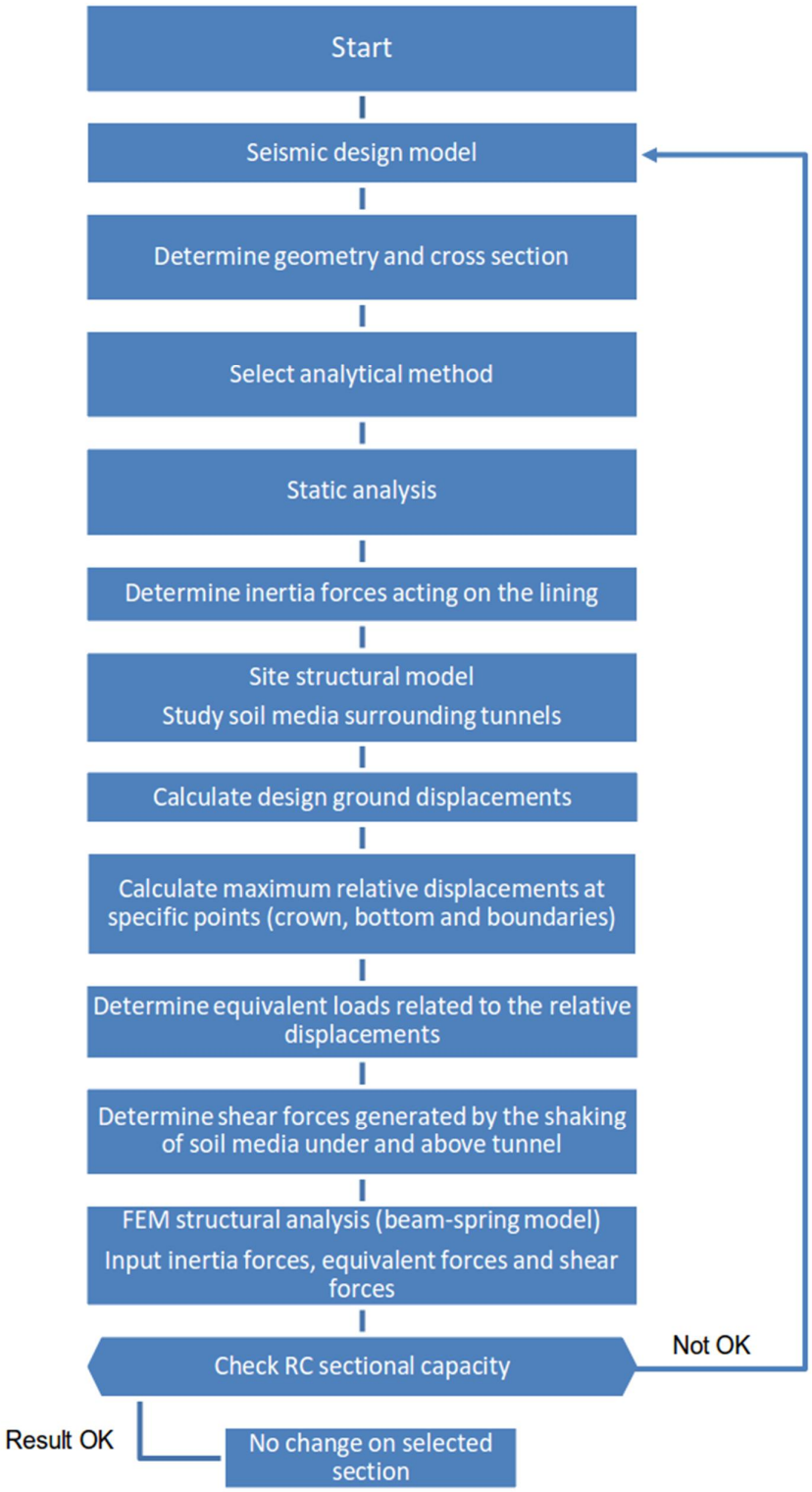


Figure 11-4 Design principle of seismic design in transverse direction

To determine the 'type of ground', the design shear velocity related to borehole U-160 has been calculated (Figure 11-5) based on the SPT-N values using DSRSC-SD principles.

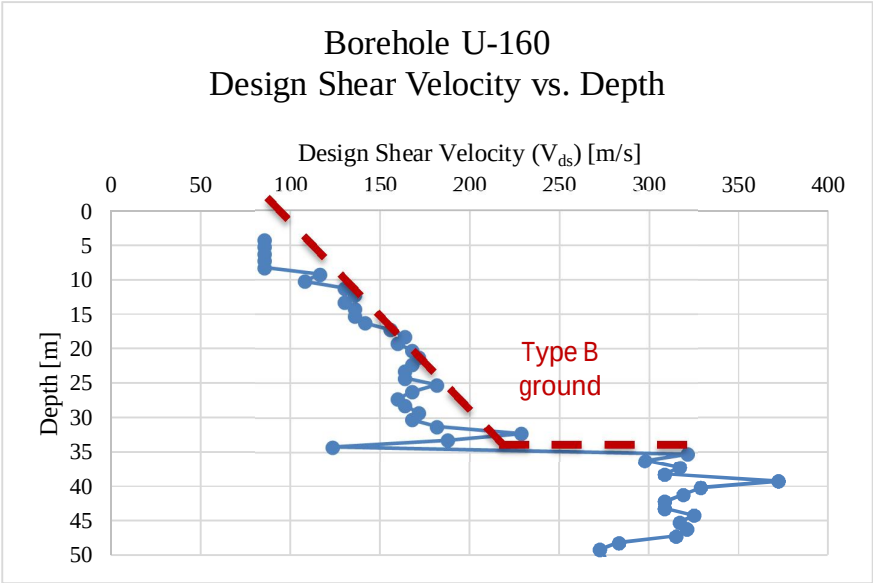


Figure 11-5 Design Shear Velocity vs. Depth in Borehole U-160 (based on DSRSC-SD)

During seismic analysis in transverse direction, the methodology proposed in DSRSC-SD is followed. The illustration of the procedure is shown in Figure 11-4. The methodology, in principle, relies on calculating the forces generated by the shaking (displacement) of the lining: inertia forces (W'), load generated by displacements (Q_{SEIS}), shear forces generated along the tunnel lining due to displacements of the soil media above and under the lining (τ) (see Figure 11-6).

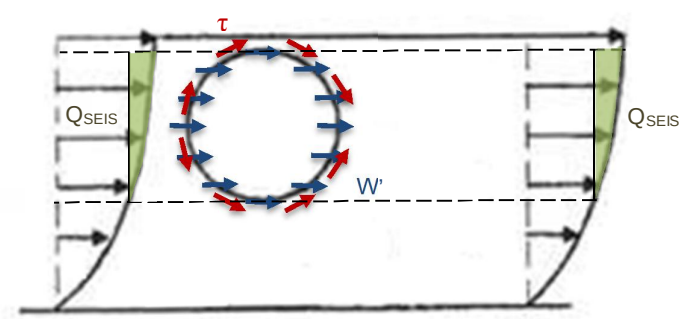


Figure 11-6 Ground response displacement applied to tunnel model

Earthquake

g	=	980 gal	Where γi		=	1.25	
agR/g	=	0.085	Thus,	ag/g	=	0.106	
ag/g	=	γi*agR/g		ag	=	104.1	gal
				agR	=	83.3	gal

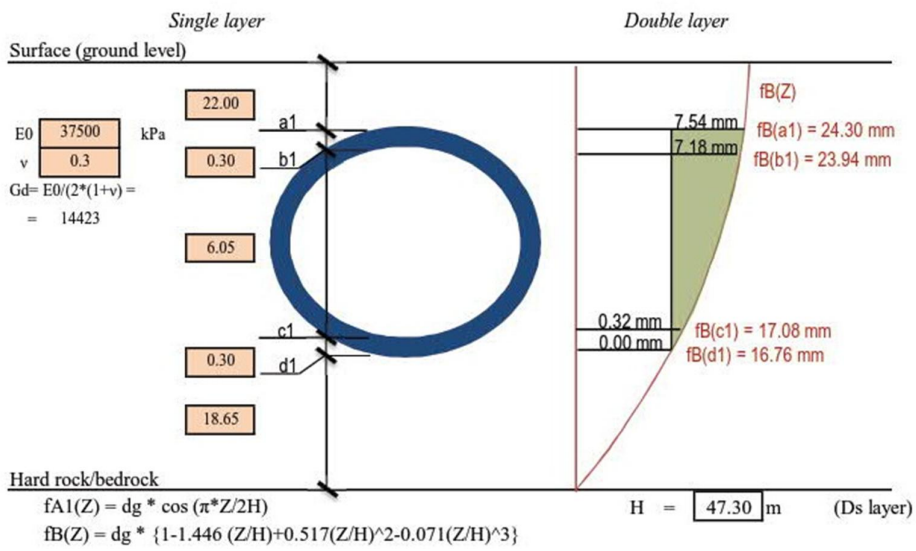
Design ground displacement

dg = 0.025*ag*S*Tc*TD, where

ag:	Design ground accleration on type A =	γi*agR	
γi :	Importance factor (Importance level =	1.25	
S	Soil factor (Ground type D) =	1.35	
TC	Upper limit of the period of the constant spectral acceleration branch (ground type D) =	0.8	
TD	valuse defining the beginning of the constant displacement response range of the spectrum Ground type D =	2.0	
η	Damping correction factor with a re = for 5% viscous damping	1	
	dg =	0.056	m
	=	56.23	mm

Design scenario (single layer, double layer problem)

Single layer (true)/double layer (false) =	TRUE	Tunnel diameter	=	6.65	m
Type of ground	Type B	Wall thickness	=	0.30	m



fA1(Z) = dg * cos (π*Z/2H)

fB(Z) = dg * {1-1.446 (Z/H)+0.517(Z/H)^2-0.071(Z/H)^3}

H = 47.30 m (Ds layer)

LHS and **RHS**, assuming that the difference in soil layers between the two sides of the tunnel is negligable.

Point		Z	fB(mm)	Diffential settlement		K(kN/m³)	Lat load	
a1		22.0	24.30	7.54	mm	8252	62.22	kN/m²
b1		22.3	23.94	7.18	mm	8252	59.25	kN/m²
c1		28.4	17.08	0.32	mm	8252	2.65	kN/m²
d1		28.7	16.76	0.00	mm	8252	0.00	kN/m²

Shear Force (τ = Gd * γ)

γ1: 0.0007 τ1: 10.41 kN/m²

Figure 11-7 Determination of maximum relative displacements, equivalent loads and shear forces (EBT, Section BB)

As a sample, calculation spreadsheet used in this analysis to determine the equivalent displacement load and the shear force in the case of EBT, Section BB is shown in Figure 11-7. Details are delivered in **Appendix S**.

The structural analysis related to the seismic load combinations has been conducted with SAP2000 FEM software using the beam-spring model. Due to seismic activity, 3 additional forces are inputed into the numerical simulation, namely: inertia forces, seismic load (as a result of displacement load), and shear forces due to the shaking of soil media above and under the tunnel lining.

Table 11-2 Design Values of Axial Force-Bending Moment Interaction Points in Seismic Load Combinations

Shear-spring Condition	Min. Moment (kNm) and Related Axial Force (kN)		Max. Moment (kNm) and Related Axial Force (kN)	
	Axial Force	Bending Moment	Axial Force	Bending Moment
WBT, Section B-B, Low GWL	-1171	-141	-1672	187
EBT, Section B-B, Low GWL	-1898	-218	-1736	200

The diagram used for reinforced concrete design is show in Figure 11-8 (reduced cross-section, EBT, Section B-B). All interaction points are between acceptable boundaries with relevant margine of safety.

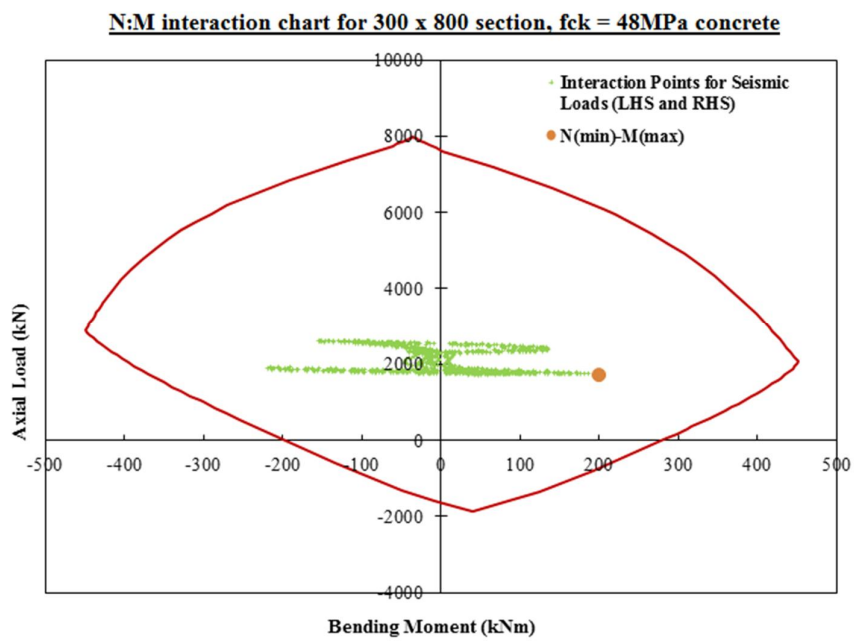


Figure 11-8 N-M Interaction Chart, EBT Seismic load combinations

General conclusion is that seismic load combinations are not governing the structural design. The highest axial force-bending moment combinations are collected into Table 11-2 for both EBT and WBT at the critical design section (Section B-B). Further details of the SAP2000 Structural Analysis Results are delivered in **Appendix J** and summarized in section 6 of this report.

11.3 Seismic Longitudinal Analysis

Longitudinal seismic analysis is conducted for the tunnel based on Level-1 Earthquake. The horizontal displacement and vertical displacement of the ground causes the axial tension and compression of the tunnel. Figure 11-9 below shows a demonstration of the concept of longitudinal seismic analysis of tunnel.

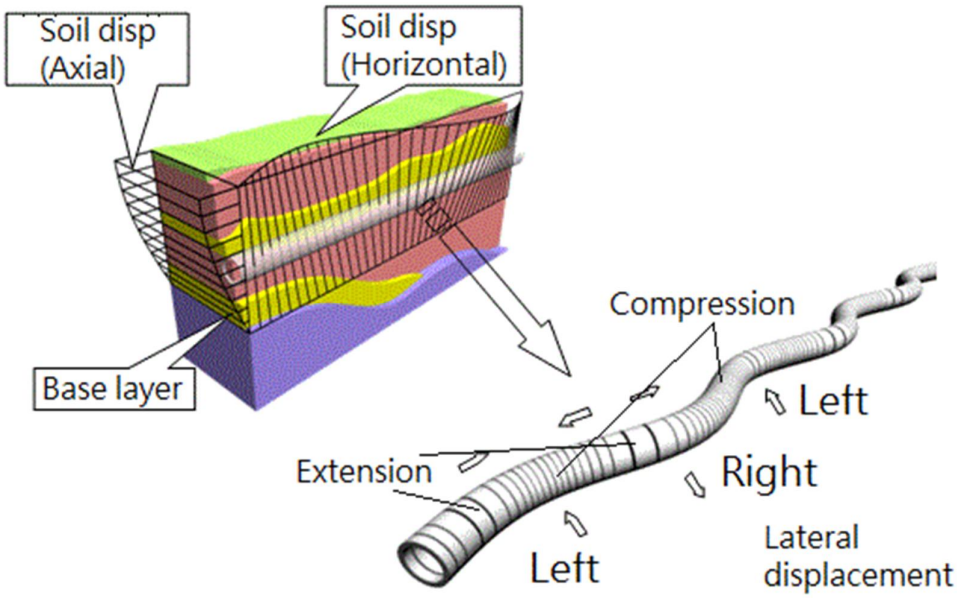


Figure 11-9 Longitudinal seismic analysis of tunnel

The longitudinal seismic analysis is conducted by calculating the axial compression, axial tension and axial strain of the tunnel caused by the horizontal and vertical displacement induced to the tunnel by the ground. These stresses and strains are checked against the allowable values.

11.3.1 Calculation Method

Firstly, the horizontal and vertical displacement ($U_{h(z)}$ and U_z) under earthquake is estimated by the following equations:

$$U_{h(z)} = \frac{2}{\pi^2} \times S_v \times T_s \times \cos\left(\frac{\pi Z}{2H}\right)$$

$$U_v = \frac{1}{2} U_{h(z)}$$

where,

S_v = Spectral velocity (m/s)

T_s = Site natural period (s)

Z = Mid depth of the tunnel (m)

H = Thickness of surface soil layer above base layer

From the displacements, the compression and tension axial forces, moments and shear forces caused by horizontal and vertical displacement are calculated.

Axial compression force caused by horizontal displacement, P^{ch}:

$$P^{c_h} = \alpha^{c_1} \times \frac{\pi\, U_{h(z)}}{L} \times (EA)^{C_{eq}}$$

Axial tensile force caused by horizontal displacement, P^{Th}:

$$P^{T_h} = \alpha^{T_1} \times \frac{\pi\, U_{h(z)}}{L} \times (EA)^{T_{eq}}$$

Axial compression force caused by vertical displacement, P^{cv}:

$$P^{c_v} = \alpha^{c_1} \times \frac{\pi\, (U_{h(z)} + U_v)}{2L} \times (EA)^{C_{eq}}$$

Axial tensile force caused by vertical displacement, P^{Tv}:

$$P^{T_h} = \alpha^{T_1} \times \frac{\pi\, (U_{h(z)} + U_v)}{2L} \times (EA)^{T_{eq}}$$

Compression moment caused by horizontal displacement, M^{ch}:

$$M^{c_h} = \alpha^{c_2} \times \frac{4\pi^2\, U_{h(z)}}{L^2} \times (EI)^{C_{eq}}$$

Tensile moment caused by horizontal displacement, M^{Th}:

$$M^{T_h} = \alpha^{c_2} \times \frac{4\pi^2\, U_{h(z)}}{L^2} \times (EI)^{T_{eq}}$$

Compression moment caused by vertical displacement, M^{cv}:

$$M^{c_v} = \alpha^{c_3} \times \frac{4\pi^2\, U_v}{L^2} \times (EI)^{C_{eq}}$$

Tensile moment caused by vertical displacement, M^{Tv}:

$$M^{T_v} = \alpha^{T_3} \times \frac{4\pi^2\, U_v}{L^2} \times (EI)^{T_{eq}}$$

Compression shear caused by horizontal displacement, Q^{ch}:

$$Q^{c_h} = \alpha^{c_2} \times \frac{8\pi^3\, U_{h(z)}}{L^3} \times (EI)^{C_{eq}}$$

Tensile shear caused by horizontal displacement, Q^{ch}:

$$Q^{T_h} = \alpha^{T_2} \times \frac{8\pi^3\, U_{h(z)}}{L^3} \times (EI)^{T_{eq}}$$

Compression shear caused by vertical displacement, Q^{cv}:

$$Q^{c_v} = \alpha^{c_3} \times \frac{8\pi^3\, U_v}{L^3} \times (EI)^{C_{eq}}$$

Tensile shear caused by vertical displacement, Q^{Tv}:

$$Q^{T_v} = \alpha^{T_3} \times \frac{8\pi^3\, U_v}{L^3} \times (EI)^{T_{eq}}$$

where,

$(EA)^{Ceq}$ = axial compression stiffness of concrete lining
$(EA)^{Teq}$ = axial tensile stiffness of joint
$(EI)^{Ceq}$ = bending stiffness of concrete lining under compression state
$(EI)^{Teq}$ = bending stiffness of joint under tensile state
L = wave length of seismic wave of the site

α^{C1}, α^{T1}, α^{C2}, α^{T2}, α^{C3}, α^{T3} are coefficients used for calculation of forces, moments and shear based on tunnel structural stiffness:

$$\alpha^{C_1} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{C_1} L_i})^2}$$

$$\alpha^{T_1} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{T_1} L_i})^2}$$

$$\alpha^{C_2} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{C_2} L})^4}$$

$$\alpha^{T_2} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{T_2} L})^4}$$

$$\alpha^{C_3} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{C_3} L})^4}$$

$$\alpha^{T_3} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{T_3} L})^4}$$

where,

$$L_i = \sqrt{2}\, L$$

$$\lambda^{C_1} = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)^{C_{eq}}}}$$

$$\lambda^{T_1} = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)^{T_{eq}}}}$$

$$\lambda^{C_2} = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{(EI)^{C_{eq}}}}$$

$$\lambda^{T_2} = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{(EI)^{T_{eq}}}}$$

$$\lambda^{C_3} = \sqrt[4]{\frac{K_{g3}}{(EI)^{C_{eq}}}}$$

$$\lambda^{T_3} = \sqrt[4]{\frac{K_{g3}}{(EI)^{T_{eq}}}}$$

and

$$K_{g1} = C_1\, G_s$$
$$K_{g2} = C_2\, G_s$$
$$K_{g3} = C_3\, G_s$$

C_1, C_2, C_3 are constants according to on the Japanese design code “Design manual for common ducts” by Japanese Road Association (JRA 1986).

G_s is the average shear modulus of the soil.

After obtaining the axial force, shear and moment caused by seismic displacements, the combined forces by horizontal and vertical actions, and rotating to the sectional plane direction are estimated:

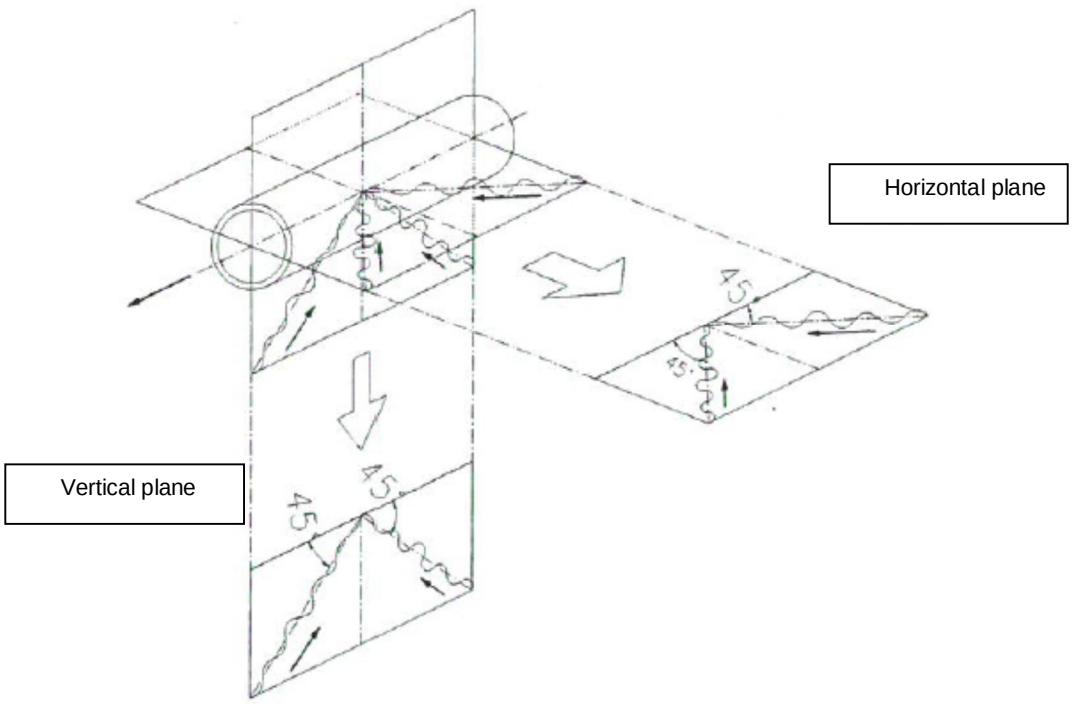


Figure 11-10 Combination of forces by horizontal and vertical actions

Combined horizontal and vertical displacement induced compression force, P^{C0},

$$P^{C0\prime} = \frac{1}{\sqrt{2}} P^{C0}$$

$$P^{C0} = \sqrt{2P^{C_h}{}^2 + 2P^{C_v}{}^2}$$

Combined horizontal and vertical displacement induced tensile force, P^{T0},

$$P^{T0\prime} = \frac{1}{\sqrt{2}} P^{T0}$$

$$P^{T0} = \sqrt{2P^{T_h}{}^2 + 2P^{T_v}{}^2}$$

Moments by horizontal and vertical displacement after rotating to the sectional plane direction, $M^{Ch\prime}$, $M^{Th\prime}$, $M^{Cv\prime}$, $M^{Tv\prime}$,

$$M^{c_h\prime} = \frac{1}{\sqrt{2}} M^{c_h}$$

$$M^{T_h\prime} = \frac{1}{\sqrt{2}} M^{T_h}$$

$$M^{c_v\prime} = \frac{1}{\sqrt{2}} M^{c_v}$$

$$M^{T_v\prime} = \frac{1}{\sqrt{2}} M^{T_v}$$

The maximum combined axial compression and tension forces, P^{Cmax} and P^{Tmax} are estimated:

$$P^{C_{max}} = \xi^c \; P^{C0\prime}$$

$$P^{T_{max}} = \xi^T \; P^{T0\prime}$$

where ξ^c, ξ^T are correction coefficient for tunnel boundaries

$$\xi^c = 1 + \frac{\cos\left(2\pi\,\frac{\eta}{L_i}\right)}{\cosh\left(\lambda^{C_1}\,(\frac{L_i}{2} - \eta)\right)}$$

$$\xi^T = \frac{(EA)^{T_{eq}}}{(EA)^{C_{eq}}} \times \frac{\alpha^{T_1}}{\alpha^{C_1}} \times (1 - \frac{\cos\left(2\pi\,\frac{\eta}{L_i}\right)}{\cosh(\lambda^{T_1}\,\eta)})$$

and the tunnel vibration length η is within the range $0 < \eta < L_i/4$ and can be solved as follows:

$$\frac{2\pi}{\lambda^{T_1}\,L_i} \times \alpha^{T_1} \times \tanh(\lambda^{T_1}\,\eta) + \frac{2\pi}{\lambda^{C_1}\,L_i} \times \alpha^{C_1} \times \tanh\left(\lambda^{C_1}\,(\frac{L_i}{2} - \eta)\right) - \left(\alpha^{T_1} - \alpha^{C_1}\right) \times \tan\left(2\pi\frac{\eta}{L_i}\right) = 0$$

and the maximum compression bending moment M^{Cmax} is the maximum value among M^{Ch}, and M^{Cv},
the maximum tensile bending moment M^{Tmax} is the maximum value among M^{Th}, and M^{Tv},
Hence the maximum compressive stress due to combined action of axial force and bending can be estimated:

$$\sigma^{C_P}{}' = \frac{P^{C_{max}}}{A_s} + \frac{M^{C_{max}}}{I_s} y_{zs}$$

where,
y_{zs} = the furthest point from neutral axis (m)
A_s = the cross sectional area of tunnel (m^2)
I_s = the second moment of area of tunnel (m^4)
For the maximum tensile stress due to combined action of axial force and bending:

$$\sigma_j = \sigma_{j1} + \sigma_{j2}$$

where,

$$\sigma_{j1} = \frac{P^{T_{max}}}{A_j}$$

$$\sigma_{j2} = \frac{f_j}{A_{jr}}$$

A_j = Total sectional area of joints = A_{jr} x n_{jr}
A_{jr} = sectional area of individual joint (m^2)
n_{jr} = number of joints

$$f_j = \frac{M^{T_{max}}\,B}{E_c I_s} \times \frac{\pi\,\sin\phi}{\cos^3\phi} \times R_c(1 + \sin\phi)k_j$$

B = curved length of individual tunnel lining (m)
E_c = Elastic modulus of concrete (kPa)
R_c = average radius of tunnel outer and inner diameter (m)
kj = stiffness of individual joint (kN/m)
Kj = total stiffness of joints (kN/m)
ϕ = Angle between tunnel axis and neutral axis, which is calculated by:

$$\phi + \cot\phi = \pi(\frac{1}{2} + \frac{K_j}{E_c A_s/B})$$

Hence, the maximum compressive and tensile stress due to combined action of axial force and bending are checked against the allowable values:

Stress	**Allowable value**
σ_{sc} (Concrete)	48 MPa
σ_j (Bolt)	660 MPa

The maximum tensile strain of joint is also checked:

$$P = \sigma_j A_{jr}$$

$$\delta = \frac{P}{k_j}$$

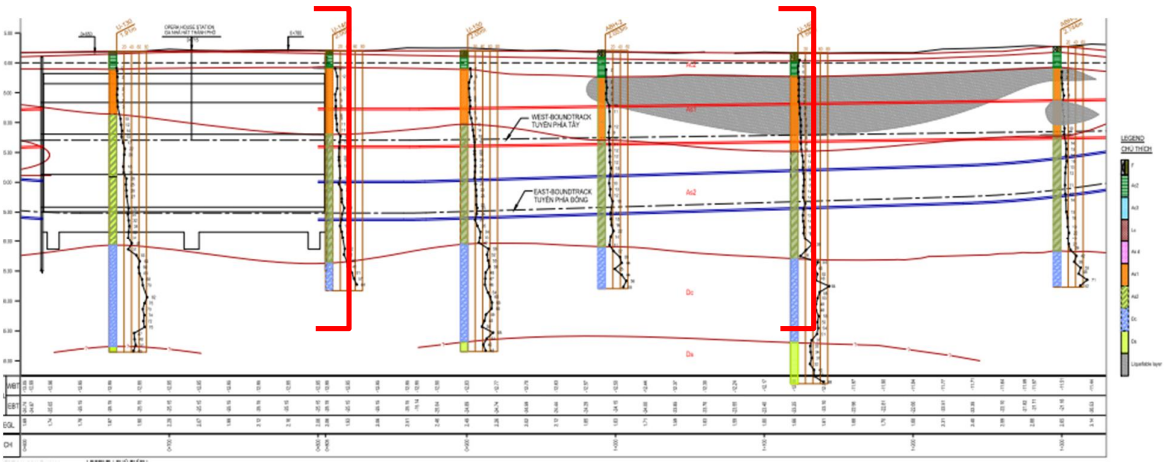
$$\varepsilon = \frac{\sigma_j}{E_j}$$

And the maximum tensile strain is checked to be within 12% where 12% is the max. allowable tensile strain for Bolt grade 8.8. The results can be found at Table 11-3 ~ 11-5. Joint openings due to longitudinal seismic design can be found at Table 11-6 ~ 11-7.

Sections for Analyses and soil properties for longitudinal seismic analysis

Three sections are selected for longitudinal seismic analysis, which are at Boreholes U160 (Section at largest extent of liquefaction), U140 and U180 (Sections at Tunnel/station interface). The locations of the sections are shown in Figure 11-12. When determining the "susceptible to liquefaction" zones, interpolation between boreholes by taking SPT and size distribution taken into account.

U140 (Tunnel/station interface) **U160 (liquefaction section)**



U180 (Tunnel/station interface)

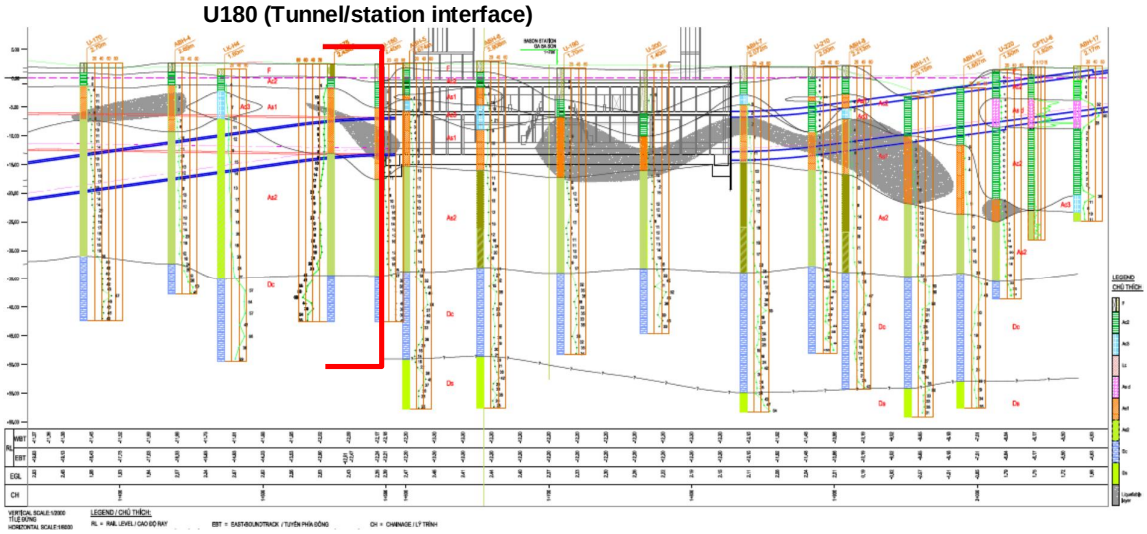


Figure 11-11 Selected sections for analyses

11.3.2 Longitudinal Seismic Analysis Results and Conclusions

The calculations are provided in **Appendix S3**. The results show that the maximum compression and tensile stress and the strain of joint are within the allowable values and are checked to be satisfying design requirements. Summary Tables of the analyses are shown below in Table 11-3 to Table 11-5:

Table 11-3 Summary of longitudinal seismic checking at Borehole U-160 (liquefaction section)

Tunnel Section	$\sigma_{Cp'}$ (MPa)	Req. (MPa)	Check	σ_j (MPa)	Req. (MPa)	Check	ε	Req.	Check
U160 - east bound	6.756	30.77	OK	11.816	628.6	OK	0.006%	12.0%	OK
U160 - west bound	8.459	30.77	OK	14.793	628.6	OK	0.007%	12.0%	OK

Table 11-4 Summary of longitudinal seismic checking at Borehole U-140 (tunnel/station interface)

Tunnel Section	$\sigma_{Cp'}$ (MPa)	Req. (MPa)	Check	σ_j (MPa)	Req. (MPa)	Check	ε	Req.	Check
U140 - east bound	6.355	30.77	OK	10.996	628.6	OK	0.005%	12.0%	OK
U140 - west bound	8.376	30.77	OK	14.494	628.6	OK	0.007%	12.0%	OK

Table 11-5 Summary of longitudinal seismic checking at Borehole U-180 (tunnel/station interface)

Tunnel Section	$\sigma_{Cp'}$ (MPa)	Req. (MPa)	Check	σ_j (MPa)	Req. (MPa)	Check	ε	Req.	Check
U140 - east and west bound	8.010	30.77	OK	13.126	628.6	OK	0.006%	12.0%	OK

The results show that the compressive stress of the concrete lining induced by the seismic action is maximum 8.5 MPa, which is much smaller than the compressive concrete strength of 30.77 MPa (which is compressive strength 48 MPa divided by the material factor 1.2 and compressive factor 1.3). The axial tensile stress at the joints of the linings is 14.8 MPa, which is also much smaller than the allowable stress 628 MPa (tensile yield strength 660 MPa divided by material factor 1.05). The axial strain of the joint is also 0.007% which is much smaller than the allowable value of 12%. Therefore, the longitudinal seismic check shows that the compressive and tensile stress in longitudinal direction of the tunnel would not exceed the capacity of the concrete lining and joints.

For the joint extension, the gap opening is also checked to be within the allowable joint opening due to hydrophilic seal. Allowable opening for long-term case is 0.4 mm for water tightness. The calculation of 0.4 mm limit value can be referred to Section 10.3 – Water-tightness for long-term case. The results show that joint extension values due to longitudinal seismic design analysis are well below the water-tightness limits. The results are summarized in Table 11-6 to Table 11-8.

Table 11-6 Joint extension of longitudinal seismic checking at U-160 (liquefaction section)

Tunnel Section	Joint extension, δ mm)	**Allowable extension (mm)**	Check
U160 - east bound	0.052	0.4	OK
U160 - west bound	0.065	0.4	OK

Table 11-7 Joint extension of longitudinal seismic checking at U-140 (tunnel/station interface)

Tunnel Section	Joint extension, δ mm)	**Allowable extension (mm)**	Check
U140 - east bound	0.048	0.4	OK
U140 - west bound	0.064	0.4	OK

Table 11-8 Joint extension of longitudinal seismic checking at U-180 (tunnel/station interface)

Tunnel Section	Joint extension, δ mm)	**Allowable extension (mm)**	Check
U140 - east and west bound	0.058	0.4	OK

The calculation results show that the joint extension is 0.06 mm, which is smaller than 0.4 mm requirement and the water tightness of the segment joint under seismic condition is sufficient.

12. REFERENCES

Dinh Ho Tong Minh, Le Van Trung, Thuy Le Toan. 2015. *Mapping Ground Subsidence Phenomena in Ho Chi Mihn City through the Radar Interferometry Technique Using ALOS PALSAR Data.* Remote Sensing, 8543-8562.

EPRI. 1993. *Guidelines for determining design basis ground motion – Volume 2: Appendices for ground motion estimation.* Electric Power Research Institute.

JRA. 1986. *Design manual for common ducts.* Japanese Road Association.

JRTRI. 2002. *Design Standards for Railway Structures and Commentary-Shield Tunnel (DSRSC-ST).* Tokyo: Japan Railway Technical Research Institute.

JSCE . 2007. *Standard Specifications for Concrete Structures (Design).* Tokyo: Japan Society of Civil Engineers.

Koizumi Atsushi, Liu,. 2011. "Shield Tunnel Segmental Lining Design." Translated by LinXing Guang. Beijing: China Architecture and Building Press.

Ltd., Hitachi. 2015. " Re: Request Information of Rolling Stock's Design Fire Heat Release Rate ." December 02.

Program, Steering Center for Urban Flood Control. n.d. *Ho Chi Minh City Flood and Inundation Management, Final Report.* Vol. II.

Shinichiro Ohgakil; Yatsuka Kataoka; Satoshi Takizawa; Tetsuo Kuyama. 2007. *Sustainable Groundwater Management in Asian Cities. Chapter 3 Water Resources Management in Ho Chi Minh City.* Kanagawa: Freshwater Resources Management Project. Institute for Global Environmental Strategies (IGES).

SMJO. 18 August 2015. "Geotechnical Interpretative Report." Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1) Contract Package-1b: Civi.

SMJO. April 2015. "Ground Settlement Assessment due to TBM Works : report No. DOC/1B/T/BTN/ GEO/DR/3100/-."

SMJO. July 2015. "Structure Gauge & Alignment resolution: report No. DOC/1B/T/GNL/DES/DR/ 0300/-."

Vucetic, M. and Dobry, R. 1991. *Effect of soil plasticity on cyclic response.* Vols. Vol. 117, No. 1. Journal of Geotechnical Engineering (ASCE).

Zhang, F. Y., and H. H Zhu. 2004. *Shield Tunnelling Method.* Beijing: China Communications Press.

TÊN DỰ ÁN	Tuyến Đường Sắt Đô Thị TP. Hồ Chí Minh Đoạn Bến Thành – Suối Tiên (Tuyến số 1) Gói Thầu -1b: Xây dựng (Đoạn ngầm từ KM 0+615 đến KM 2+360)

HẦM KHIÊN ĐÀO –
BÁO CÁO THIẾT KẾ KỸ THUẬT TẤM VỎ

REVISION STATUS

REV. No.	DATE	DESCRIPTION	REMARKS
C	**06 June 2016**	**Phát hành lần 3**	**Thiết kế bổ sung kết hợp theo các ý kiến t trong buổi xem xét thiết kế ngày 3 tháng 6 2016..**
B	**23 October 2015**	**Phát hành lần 2**	**Chỉnh sửa theo các ý kiến từ NJPT.**
A	**26 June 2015**	**Phát hành lần 1**	**Thực hiện lần 1**

	CHUẨN BỊ BỞI	**KIỂM TRA BỞI**	**PHÊ DUYỆT BỞI**
TÊN	**Ozturk Ozgur**	**Kenichi Itop**	**Nobuyuki Kawai**
CHỮ KÝ			
Ngày	**06/06/ 2016**		

MỤC LỤC

1 TỔNG QUÁT 9

1.1 Các tiêu chuẩn ..... **Error! Bookmark not defined.**

1.2 Các điều kiện thi công tấm ..... **Error! Bookmark not defined.**

1.3 Thiết kế kỹ thuật 20

1.4 Mặt vát ..... **Error! Bookmark not defined.**

1.5 Materials 24

a. Các hệ số an toàn thiết kế 25

b. Quy trình thiết kế tấm vỏ 27

2 ĐÁNH GIÁ RỦI RO 28

2.1 Đánh giá một số điều kiện thiết kế đặc biệt của dự án và các biện pháp giảm thiểu được chọn cho thiết kế tấm vỏ hầm xem xét đến tuổi thọ thiết kế 28

3. ĐIỀU KIỆN THIẾT KẾ 31

3.1 Các mặt cắt ngang thiết kế đề xuất 31

3.2 Các điều kiện địa kỹ thuật 35

3.3 Loading ..... **Error! Bookmark not defined.**

4. TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG 48

4.1 Tải trọng thiết kế cơ bản 48

4.2 Ảnh hưởng kết cấu tòa nhà hiện hữu 56

4.3 Ảnh hưởng thi công hầm khiên đào đôi 61

5. PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH KẾT CẤU 72

5.1 Mô hình hai dầm-Lò xo 72

6. KẾT QUẢ PHÂN TÍCH KẾT CẤU 80

6.1 Kết quả tính toán 80

6.2 Chuyển vị của tấm vỏ 104

7. THIẾT KẾ KẾT CẤU 105

7.1 Kiểm tra cường độ kết cấu vỏ 105

7.2 Ứng suất mối nối/Kiểm tra bung 108

7.3 Kiểm soát bề rộng khe nứt và độ bền 110

7.4 Độ bền của tấm lót vỏ hầm 110

7.5 Chống cháy 111

7.6 Kiểm tra bu lông 111

8. KIỂM TRA TẤM CHỊU TẢI THI CÔNG 113

8.1 Kiểm tra lực kích (ảnh hưởng của đẩy máy khoan) 113

8.2 Kiểm tra phun vữa thứ cấp 113

8.3 Độ bền khóa K (Trượt theo phương dọc) trong quá trình lắp đặt 117

9. KIỂM TRA ĐẨY NỔI 119

10. KIỂM TRA CÁC KẾT CẤU KHÁC 120

10.1 Kiểm tra mối nối chu vi 120

10.2 Lực thao tác 121

10.3 Sự kín nước (Thiết kế kín nước tấm) 122

11. THIẾT KẾ ĐỘNG ĐẤT 130

11.1 Phân tích hóa lỏng 131

11.2 Đẩy nổi do Hóa lỏng đất 133

11.3 Phân tích động đất phương ngang 134

11.4 Phân tích động đất theo phương dọc 149

12. THAM KHẢO 160

DANH SÁCH PHỤ LỤC

PHỤ LỤC A	Tuyến hầm và các bản vẽ chi tiết tấm vỏ
PHỤ LỤC B	Các mặt cắt địa chất
PHỤ LỤC C	Các thông số thiết kế địa kỹ thuật
PHỤ LỤC D	Hồ sơ móng tòa nhà
PHỤ LỤC E	Đánh giá tải trọng tòa nhà
PHỤ LỤC F	Đánh giá ảnh hưởng hầm đôi
PHỤ LỤC G	Tổ hợp các trường hợp tải trọng và các lực thiết kế
PHỤ LỤC H	Các lò xo trong mô hình Dầm-Lò xo
PHỤ LỤC J	Các kết quả phân tích kết cấu bằng SAP2000
PHỤ LỤC K	Thiết kế mặt cắt vỏ
PHỤ LỤC M	Kiểm tra kết cấu mối nối tấm và Kiểm tra vật liệu trám mối nối
PHỤ LỤC N	Kiểm tra đẩy nổi
PHỤ LỤC P	Kiểm tra kết cấu thao tác tấm vỏ
PHỤ LỤC S	Thiết kế động đất
PHỤ LỤC T	Báo cáo khảo sát địa hình
PHỤ LỤC U	Báo cáo số DOC/1b/T/GNL/DES/DR/0300

DANH SÁCH HÌNH

Hình 1-1 Mặt bằng hầm khiên đào từ KM 0+600 đến KM 2+080 9
Hình 1-2 Cấu hình tấm vỏ 12
Hình 1-3 Mối nối hướng tâm và mối nối chu vi 13
Hình 1-4 Hình ảnh minh họa cho mối nối chu vi 14
Hình 1-5 Chi tiết mối nối hướng tâm của tấm (Trái) và mối nối chu vi của phân đoạn (Phải) 15
Hình 1-6 Khổ kết cấu và khái niệm dung sai trong DSRSC-ST 16
Hình 1-7 Khổ xây dựng và kích thước kết cấu đường chạy 16
Hình 1-8 Mặt cắt ngang hầm điển hình (hầm khiên đào) – Đoạn thẳng 17
Hình 1-9 Mặt cắt ngang hầm điển hình (hầm khiên đào) (R=350m, CANT =100mm) (trái) 17
Hình 1-10 Mặt cắt ngang hầm điển hình (hầm khiên đào) (R=350m, CANT =100mm) (phải)**Error! Bookmark not defined.**
Hình 1-11 Phương pháp xếp chồng ở công trường và bãi tập kết .....**Error! Bookmark not defined.**
Hình 1-12 K-Phương lắp đặt tấm khóa 22
Hình 1-13 Bố trí trám khe cho kín nước 22
Hình 1-14 Bố trí trám cho kín nước với tấm khóa 23
Hình 1-15 Sự sắp xếp vỏ mặt vát .....**Error! Bookmark not defined.**
Hình 3-1 Vị trí các mặt cắt nguy hiểm (Đỏ: đường hầm biên phía tây, Xanh: Đường hầm biên phía đông) 32
Hình 3-2 Mặt cắt ngang địa chất A-A tại lý trình (1+400) 33
Hình 3-3 Mặt cắt ngang địa chất B-B tại lý trình (0+860) 34
Hình 3-4 Mặt cắt ngang địa chất C-C tại lý trình 0+980 34
Hình 3-5 Áp lực nước (từ DSRSC-ST) 42
Hình 3-6 Áp lực đất phương đứng và ngang tác dụng lên hầm (theo Hình 9 DSRST-ST) 43
Hình 3-7 Vị trí áp dụng tải trọng tàu 45
Hình 3-8 Mô hình SAP2000. 45
Hình 3-9 Phân bố ứng suất trong bê tông khối dưới đường đi bộ. 46
Hình 3-10 Kết hợp ứng suất đường ray trong mô hình thiết kế vỏ. 46
Hình 4-1 Phân tích kết quả của hướng áp lực chính và độ lớn sau khi lắp đặt vỏ hầm EBT. 48
Hình 5-1 Mô hình kết cấu các phân đoạn tấm (Mô hình Dầm-Lò xo) 72
Hình 5-2 Mô hình SAP2000 72
Hình 5-3 Hệ tọa độ trục tiêu chuẩn 73
Hình 5-4 Hình ảnh sơ bộ bố trí tấm 74
Hình 5-5 Mô hình phản lực nền/tương tác nền (theo Hình 5.6.1 cho DSRSC-ST) 75
Hình 5-6 Mối quan hệ lò xo quay và tỷ lệ lệch tâm tải trọng 77
Hình 6-1 Minh họa cho Lực cắt phân đoạn .....**Error! Bookmark not defined.**
Hình 7-1 Mẫu biểu đồ tương tác từ Phụ lục K 106
Hình 7-2 Mẫu kiểm tra cường độ chịu cắt cho mặt cắt A-A từ mặt cắt K .....**Error! Bookmark not defined.**
Hình 7-3 Kiểm tra ứng suất mối nối hướng tâm 109
Hình 7-4 Mẫu kiểm tra bề rộng vết nứt cho mặt cắt A-A, đường hầm phía Tây, mực nước ngầm thấp 110
Hình 8-1 Các trường hợp áp lực phun vữa thứ cấp a và b trong mô hình SAP2000. 114
Hình 8-2 Áp lực đè phía sau máy TBM 115
Hình 8-3:Chèn góc trên phân đoạn thêm vào trong phương dọc và phiên bản trượt 118
Hình 10-1 Mối nối chu vi của các phân đoạn 120
Hình 10-2 Các chi tiết điển hình của dải trám 123
Hình 10-3 Kích thước mối nối hướng tâm và chu vi 123
Hình 10-4: Lưu đồ thiết kế dải trám 125
Hình 10-5 Mối quan hệ giữa phần trăm nén và ứng suất nén của dải trám 126
Hình 10-6 Hình dạng và kích thước dải trám 127
Hình 10-7 Chiều rộng hữu hiệu của dải trám 128
Hình 10-8 Hình dạng sản phẩm Aquaquell Sealer (dải trám nở nước) 130
Hình 11-1 Mặt cắt địa chất phương dọc của hầm khiên đào 131

Hình 11-2 Mục 4.3(2) DSRSC-ST 132
Hình 11-3 phân bố kích cỡ hạt 50 theo chiều sâu 132
Hình 11-4 Các lớp có khả năng hóa lỏng được xác định dọc theo tuyến đường hầm trong lớp Cát bồi 1..... 133
Hình 11-5 Chuyển vị phản ứng nền áp dụng lên mô hình hầm 134
Hình 11-6 Tốc độ dao động cắt của sét và cát tại hố khoan ABH-10 135
Hình 11-18 Phân tích kết cấu động đất 148
Hình 11-19 Sơ đồ tương tác N-M 148

DANH SÁCH BẢNG

Bảng 1-1: Viết tắt các thuật ngữ 9
Table 1-4 TÍnh toán thiết kế tấm vỏ 19
Bảng 3-1 Các mặt cắt nguy hiểm A-A, B-B và C-C tóm tắt 31
Bảng 3-2: Lựa chọn mặt cắt nguy hiểm cho các phân tích kết cấu chi tiết. 32
Bảng 3-3 Tham khảo hố khoan cho giếng phóng máy khoan 35
Bảng 3-4 Các thông số kiến nghị cho đất của ga Ba Son và ga Nhà hát 36
Bảng 3-5 Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng cho đường hầm chịu áp lực đắp trên toàn phần**Error! Bookmark not defined.**
Table 3-6 Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng cho đường hầm chịu áp lực đất rời 40
Bảng 3-7 Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng cho thao tác tấm và kiểm tra mối nối 41
Bảng 3-8 Tổng hợp tĩnh tải và tải tác dụng 41
Bảng 3-9 Mực nước ngầm thiết kế đối với tầng ngậm nước bên trên của dự án HCMC Metro (CP-1b) 42
Bảng 3-10 Đánh giá cường độ các hằng số đất được sử dụng để tính áp lực đất rời (theo Bảng 5 DSRSC-ST) 43
Bảng 3-11: Hệ số áp lực đất phương ngang λ (theo Bảng 4 DSRSC-ST) 44
Bảng 4-3 Tải trọng thiết kế cơ bản đường hầm phía Đông (EBT) 55
Bảng 4-3: Áp lực bề mặt của WBT tại lý trình đường hầm khác nhau .....**Error! Bookmark not defined.**
Bảng 5-1 Giá trị hệ số phản lực đất × Bán kính hầm trong mô hình lò xo chu vi toàn phần (in 10^3 kN/m^2) (sau Bảng 5.6.1 của DSRSC –ST) 75
Bảng 5-2 Giá trị lò xo đất (m x10^3 kN/m^2) 76
Bảng 6-1: Tổng hợp các lực phần tử của tấm vỏ có "Lực cắt toàn phần" (trường hợp ULS _ Tải trọng cố định) 80
Bảng 6-2: Tổng hợp các lực phần tử của tấm vỏ có "Lực cắt toàn phần" (trường hợp ULS – Tổng hợp tải trọng tạm) 81
Bảng 6-4: Tổng hợp các lực phần tử của tấm vỏ "không có lò xo chịu cắt" (trường hợp SLS- Tải trọng tổng hợp tạm) 82
Table 6-5: Tổng hợp các lực phần tử của tấm vỏ có lực cắt toàn phần (SLS Case) 82
Table 6-6: Tổng hợp các lực phần tử của tấm vỏ Không có lực cắt lò xo (SLS Case) 83
Bảng 7-1 Tổng hợp uốn tấm/bố trí cốt thép dọc 108
Table 7-2 Sức kháng cắt bê tông – Mối nối vỏ hầm 111
Table 7-3 Sức kháng cắt bê tông – Mối nối phân đoạn 111
Table 7-4 Kiểm tra năng lực cắt của bê tông tại mối nối đường hầm* 112
Table 7-5 Kiểm tra năng lực cắt của bê tông tại mối nối phân đoạn* 112
Table 7-6 Kiểm tra năng lực cắt của bê tông tại mối nối đường hầm (Tải trọng tự thân) 112
Table 7-7 Kiểm tra năng lực cắt của bê tông tại mối nối phân đoạn (Tải trọng tự thân) 112
Table 7-8 Kiểm tra năng lực cắt của bê tông tại mối nối đường hầm (Lực trượt khóa) 112
Bảng 8-1 Kiểm tra lực đẩy mối nối chu vi 113
Bảng 8-2 Các kết quả phân tích phun vữa thứ cấp 115
Bảng 8-3 Kết quả kiểm tra lớp bê tông tại khu vực lỗ lắp dựng 115
Bảng 8-4 K- Sự ổn định phân đoạn trong quá trình lắp đặt –Phản lực chống trượt của Bulong đơn 118
Table 8-5 K-Sự ổn định phân đoạn trong quá trình lắp đặt – Phản lực chống trượt của ma sát 118
Bảng 9-1 Tổng hợp tính toán đẩy nổi 119
Bảng 10-1 Kiểm tra mối nối chu vi 120
Bảng 10-2 Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông (Phụ lục M5) 121
Bảng 10-3 Kiểm tra tháo cốp pha tấm (Phụ lục P1) 121
Bảng 10-4 Kiểm tra xếp chồng tấm (Phụ lục P2) 121
Bảng 10-5 Kiểm tra móc nâng (Phụ lục P3) 121
Bảng 10-6 Sức chịu của tấm do nâng (Phụ lục P3) 122
Bảng 10-7 Quan hệ giữa dải trám và diện tích mặt cắt ngang 127
Bảng 10-8 Ứng suất nén của dải trám 128
Bảng 10-9 Tóm tắt năng lực dải trám có xem xét khoảng bù 129

Bảng 10-10 Tổng kết thiết kế dải trám 130
Bảng 11-1 Mặt cắt địa chất tại 4 mặt cắt 136
Bảng 11-2 Các thông số đất của mặt cắt A – WBT 137
Bảng 11-3 Các thông số đất của mặt cắt A – EBT 138
Bảng 11-4 Các thông số đất của mặt cắt B 139
Bảng 11-5 Các thông số đất của mặt cắt C 140
Bảng 11-6 Các đặc tính đất cho phân tích động đất cho hố khoan U-160 (mặt cắt hóa lỏng) 155
Bảng 11-7 Các đặc tính đất cho phân tích động đất cho hố khoan U-140 (giao tiếp hầm/nhà ga) 156
Bảng 11-8 Các đặc tính đất cho phân tích động đất cho hố khoan U-180 (giao tiếp hầm/nhà ga) 157
Bảng 11-9 Tổng hợp kiểm tra động đất phương dọc tại hố khoan U-160 (mặt cắt hóa lỏng) 158
Bảng 11-10 Tổng hợp kiểm tra động đất phương dọc tại hố khoan U-140 (giao tiếp hầm/nhà ga) 158
Bảng 11-11 Tổng hợp kiểm tra động đất phương dọc tại hố khoan U-180 (giao tiếp hầm/nhà ga) 158
Bảng 11-12 Giãn mối nối của kiểm tra động đất phương dọc tại U-160 (mặt cắt hóa lỏng) 159
Bảng 11-13 Giãn mối nối của kiểm tra động đất phương dọc tại U-140 (giao tiếp hầm/nhà ga) 159
Bảng 11-14 Giãn mối nối của kiểm tra động đất phương dọc tại U-180 (giao tiếp hầm/nhà ga) 159

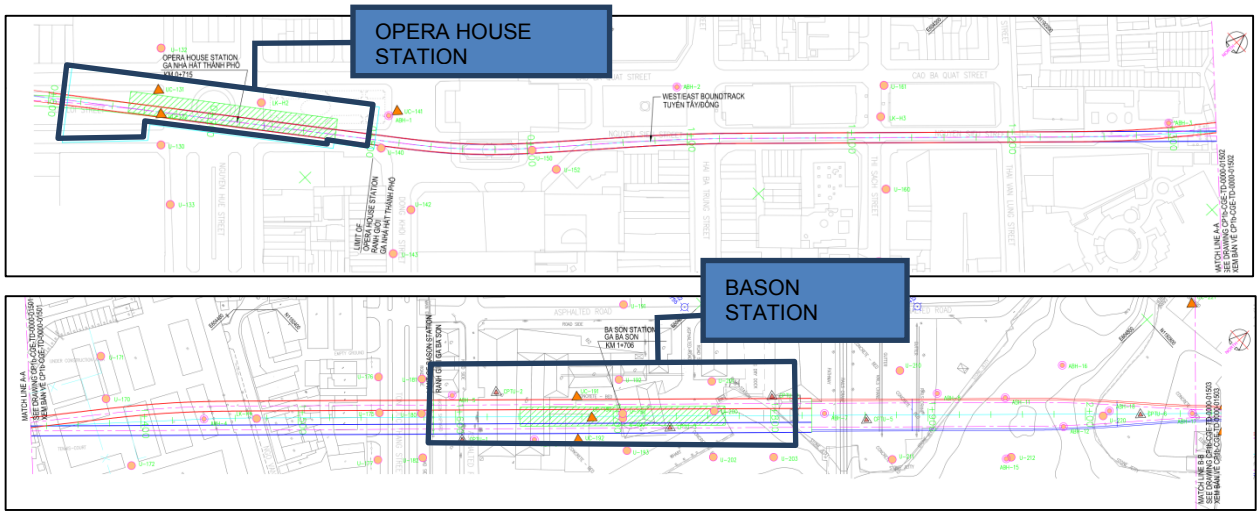
1 TỔNG QUÁT

"Báo cáo thiết kế hầm khiên đào" bao gồm thiết kế chi tiết cho hầm khiên đào theo Thông số kỹ thuật thiết kế phác thảo và các thông số liên quan khác bởi AECOM Pte. Ltd. cho thiết kế công trình Dự án xây dựng đường sắt đô thị TPHCM (tuyến 1) – Gói hợp đồng hầm khiên đào (CP) 1b. Báo cáo này bao gồm thiết kế vỏ đường hầm hầm khiên đào cùng với các ảnh hưởng tạm thời trong quá trình thi công. Viết tắt của các thuật ngữ trong thiết kế hầm khiên đào được liệt kê trong Bảng 1-1.

Hầm khiên đào đôi theo hợp đồng này bắt đầu từ lý trình 0+805 (cuối ga Nhà hát) đến lý trình 1+586 (bắt đầu ga Ba Son). Tổng chiều dài mỗi hầm khiên đào xấp xỉ 781m. Các hầm xếp chồng bắt đầu từ ga Nhà Hát chuyển qua hầm đôi cùng cao độ gần ga Ba Son.

Chiều cao đất phủ lớn nhất và nhỏ nhất lần lượt là 22,3m và 8,7m. Báo cáo khảo sát địa hình được trình bày trong **Phụ lục T** của báo cáo này.

Các bản vẽ tấm vỏ hầm và bản vẽ tuyến được trình bày trong **Phụ lục A**. Mặt cắt địa chất tại lý trình CH0+860, CH0+980 và CH0+1400 được đính kèm trong **Phụ lục B** cho mục đích thông tin.



Hình 1-1 Mặt bằng hầm khiên đào từ KM 0+600 đến KM 2+080

Bảng 1-1: Viết tắt các thuật ngữ

Viết tắt	Định nghĩa
ERQ	Các yêu cầu của Chủ đầu tư
DSRSC-ST	Tiêu chuẩn thiết kế các kết cấu đường sắt và diễn giải – Hầm khiên đào – Viện Nghiên cứu kỹ thuật đường sắt Nhật Bản (JRTRI), 2002
JSCE-ST	Quy định kỹ thuật tiêu chuẩn cho Hầm khoan đào, 2006: Hầm khoan đào.
JSCE-CS	Quy định kỹ thuật tiêu chuẩn cho kết cấu bê tông (Thiết kế) – Hiệp hội kỹ sư công chánh Nhật Bản (JSCE), 2007
TBM	Máy khiên đào

1.1 Các tiêu chuẩn

Công tác thiết kế phải tuân thủ các tiêu chuẩn Nhật Bản hiện hành phù hợp. Trường hợp có các tiêu chuẩn khác cho việc thiết kế nêu trong tài liệu hợp đồng, các tiêu chuẩn thực hành hoặc các quy định luật pháp liên quan, tài liệu hợp đồng nguyên tắc (Quyển 4 Tiêu chuẩn thiết kế phác thảo cho gói hợp đồng-1b) thịnh hành sau các Tiêu chuẩn liệt kê bên dưới được ưu tiên trước. Bất kỳ các tiêu chuẩn thực hành liên quan khác sẽ được tham khảo khi cần thiết.

- Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu đường sắt và khuyến nghị - Hầm khiên đào (DSRSC-ST) – Viện nghiên cứu kỹ thuật đường sắt Nhật Bản (JRTRI), 2002
- Chương 5 “Tiêu chuẩn kỹ thuật kết cấu bê tông (thiết kế)” – Hội kỹ sư xây dựng Nhật Bản (JSCE), 2007
- Tiêu chuẩn kỹ thuật đường hầm (JSCE), 2006: Hầm khiên đào.

1.2 Các điều kiện thi công tấm

Hầm khiên đào đôi theo hợp đồng này bắt đầu từ lý trình 0+805 (cuối ga Nhà hát) đến lý trình 1+586 (bắt đầu ga Ba Son). Tổng chiều dài mỗi hầm khiên đào xấp xỉ 781m. Mặt đất hiện hữu là tương đối phẳng, thay đổi từ 1,7m EL đến 2,4m EL. Hai hầm cùng độ cao bắt đầu từ ga Ba Son và chuyển qua xếp chồng trước khi kết thúc tại ga Nhà Hát. Chiều dày đắp trên lớn nhất và nhỏ nhất lần lượt khoảng 22,3m và 8,7m. Chi tiết kết cấu đề xuất được trình bày trong Bảng 1-.

Bảng 1-2: Các điều kiện tổng quát của hầm

Hạng mục	Mô tả	Tuyến phía Tây (WBT)	Tuyến phía Đông (EBT)
Điều kiện thiết kế chính	Loại hầm	Hầm khiên đào (Các chi tiết cho trong Bảng 1-3)	
	Tuyến đơn hay đôi?	Tuyến đơn (Tuyến bên trên)	Tuyến đơn (Tuyến bên dưới)
	Chiều dài (m)	780	780
	Đất phủ (m)	9,0 ~ 8,7	22.3 ~ 8.7
	Bán kính Min. (m) và Độ dốc Max.	Tuyến cong R = 350 m, Siêu cao = 100 mm	
Vị trí hầm và các giới hạn	Điều kiện đất vị trí hầm	Đường và các tòa nhà	
	Loại đường	Đường và phố	
	Các tiện ích	Tham khảo báo cáo lún các tiện ích	
Điều kiện địa chất	Điều kiện đất phía trên hầm	Đất bồi, cát và sét	
	Điều kiện đất tại mặt cắt hầm	Cát	

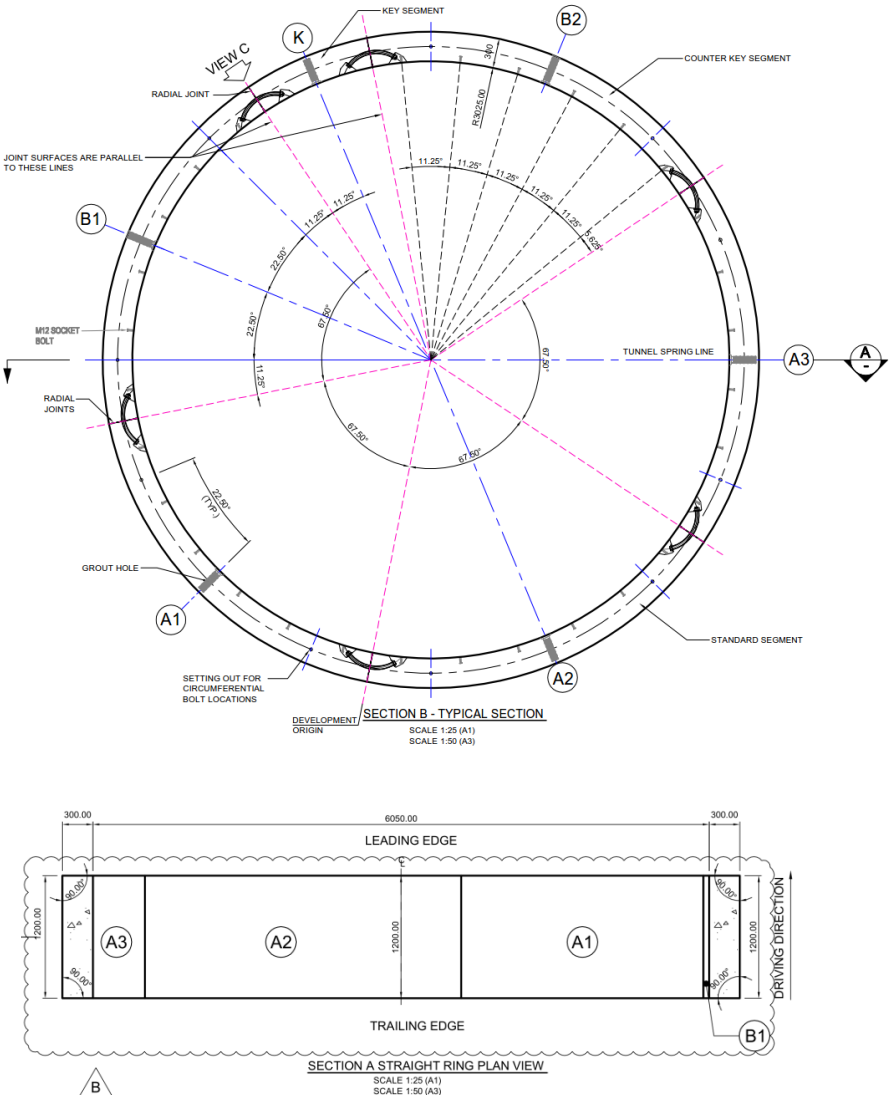
	GWL	+3,12 m EL (lũ, thời gian lặp lại 300 năm, mặt đất (mực nước cao) -1,93 m EL (mực nước thấp)
	Sự ổn định của mặt cắt	Đất mềm
Hạn chế về vị trí, Các giới hạn	Móng các tòa nhà	Xem **Phụ lục D**,
Điều kiện môi trường	Giới hạn lún	10 mm cho Nhà Hát, 20 mm cho các kết cấu khác Tham khảo DOC/1B/T/BTN/GEO/DR/3100/-

Bảng 1-3: Tiêu chuẩn thiết kế tấm vỏ hầm (Không có vỏ phụ)

Đường hầm loại		**Hầm khiên đào**
Chiều dài hầm (m)		Hầm 780 m x 2
Tấm vỏ	Loại	5 tấm tiêu chuẩn cộng 1 tấm khóa.
	Đường kính ngoài	6,65 m
	Đường kính trong	6,05 m
	Chiều dày	0,3 m
	Bề rộng tấm	1,2 m
	Lớp bê tông bảo vệ min.	40 mm
	Mối nối tấm	2 bu lông cong mỗi mối nối tấm; và 2 gioăng thấm nước.
	Mối nối vành (phương dọc)	16 bu lông cong mỗi phân đoạn; 2 gioăng thấm nước; và 1 khóa bê tông dọc theo mối nối.
Mô hình phân tích kết cấu		Mô hình Vành-Hai-Dầm phù hợp với DSRSC-ST.
Phương pháp thiết kế		Thiết kế trạng thái giới hạn (thiết kế dựa trên trạng thái giới hạn cực hạn và trạng thái giới hạn sử dung

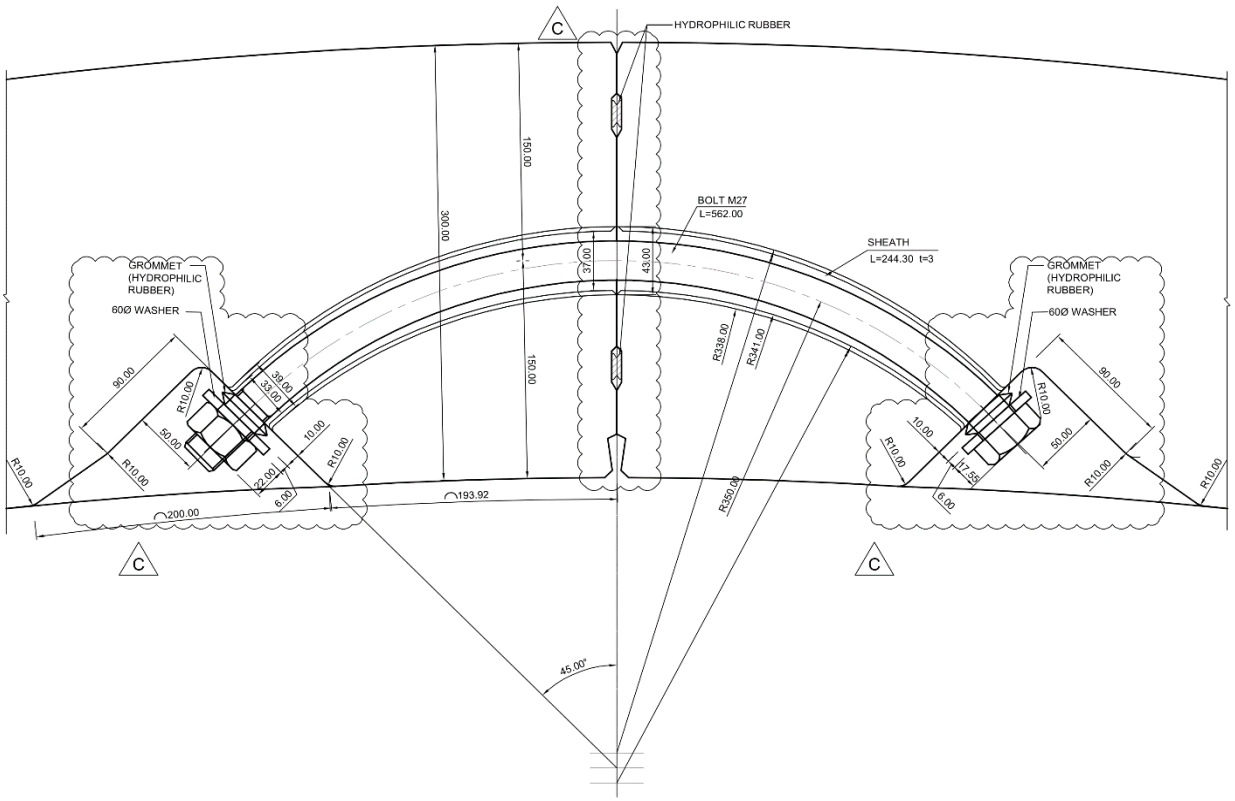
Tấm vỏ hầm chạy được đề xuất có đường kính trong 6,05m dày 300mm. Tấm vỏ hầm rộng 1200mm là một hệ thống 5+1, nó bao gồm 3 tấm bình thường, 2 tấm khóa ngược và 1 tấm khóa. Về loại tấm, tấm RC được chọn bởi nhà thầu bởi có nhiều ưu điểm.

Đường kính trong hầm 6050mm được xác định bởi các yêu cầu kỹ thuật thiết kế phác thảo với các dung sai cho phép. Chiều dày tấm vỏ là 300mm được chọn đối với yêu cầu kết cấu để chống lại các ngoại lực lên tấm vỏ. Để tạo thuận lợi cho tiếp xúc đường cong theo phương đứng và phương ngang, phân đoạn vỏ được làm vát theo bề rộng. Một tập hợp phân đoạn vát theo bên phải và bên trái sẽ được xoay để làm cho mặt vát tác động theo hướng làm cho tuyến thiết kế của các đường hầm và điều chỉnh dung sai từ tuyến đề xuất. Con số vát 38mm (xem Mục 1.4) đề xuất có thể tạo ra đường cong bán kính 350m. Ngoài ra, phân đoạn thẳng sẽ sử dụng cho phần tuyến thẳng.

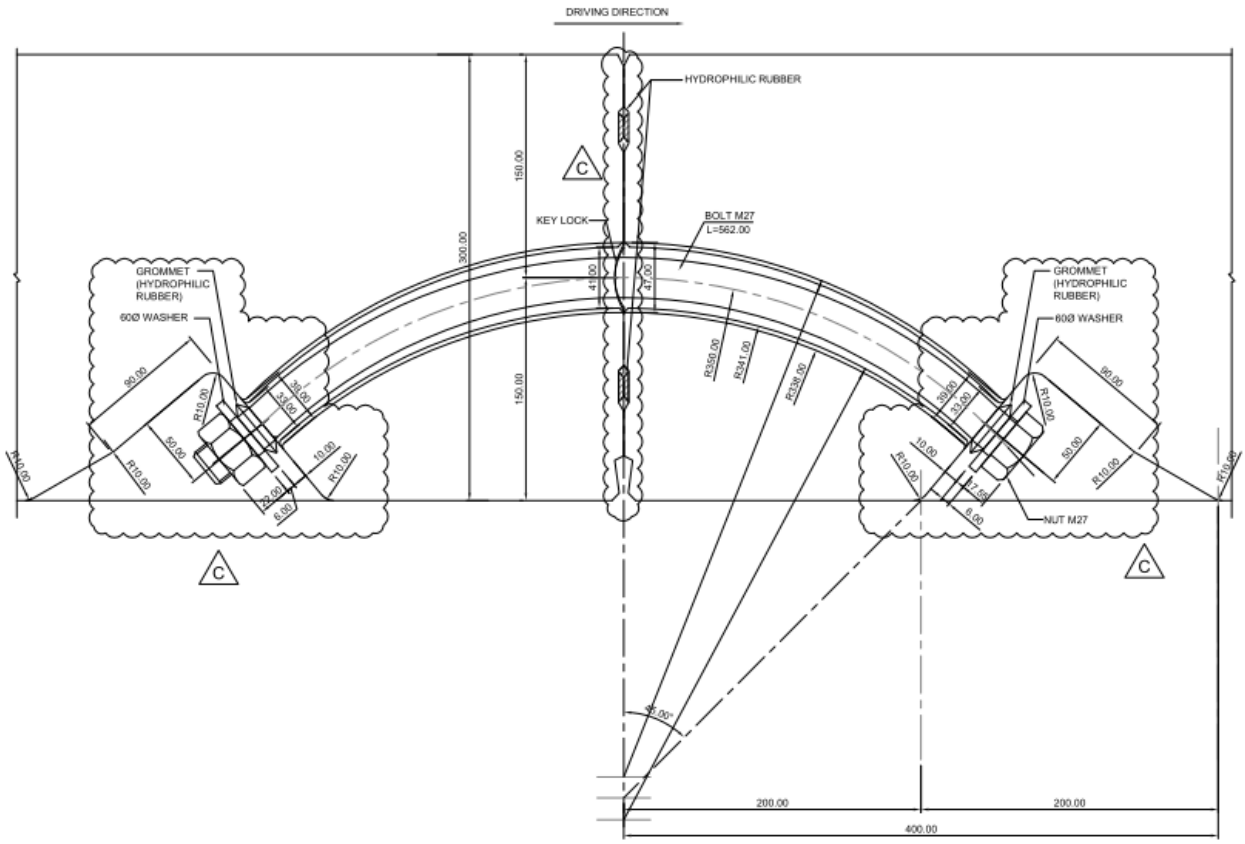


Hình 1-2 Cấu hình tấm vỏ

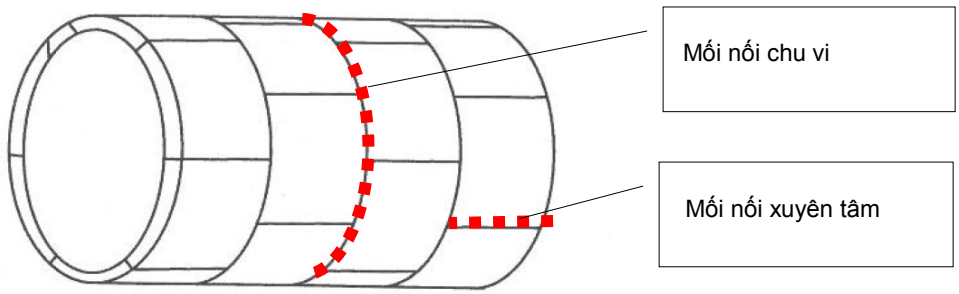
Với mục đích thiết kế, các mối nối phẳng được giả định tại các mối nối hướng tâm và mối nối phẳng có khóa được xem xét tại mối nối phân đoạn theo chu vi. Hai bu lông cong tại mỗi mối nối hướng tâm giữa các tấm trong cùng một vòng hầm sẽ được cung cấp. Các mối nối chu vi giữa các phân đoạn hầm bao gồm các bu lông cách nhau 22,5 độ. Mỗi tấm có 3 bu lông chu vi ngoại trừ đốt khóa, có 1 bu lông.



Hình 1-3 Mối nối hướng tâm và mối nối chu vi

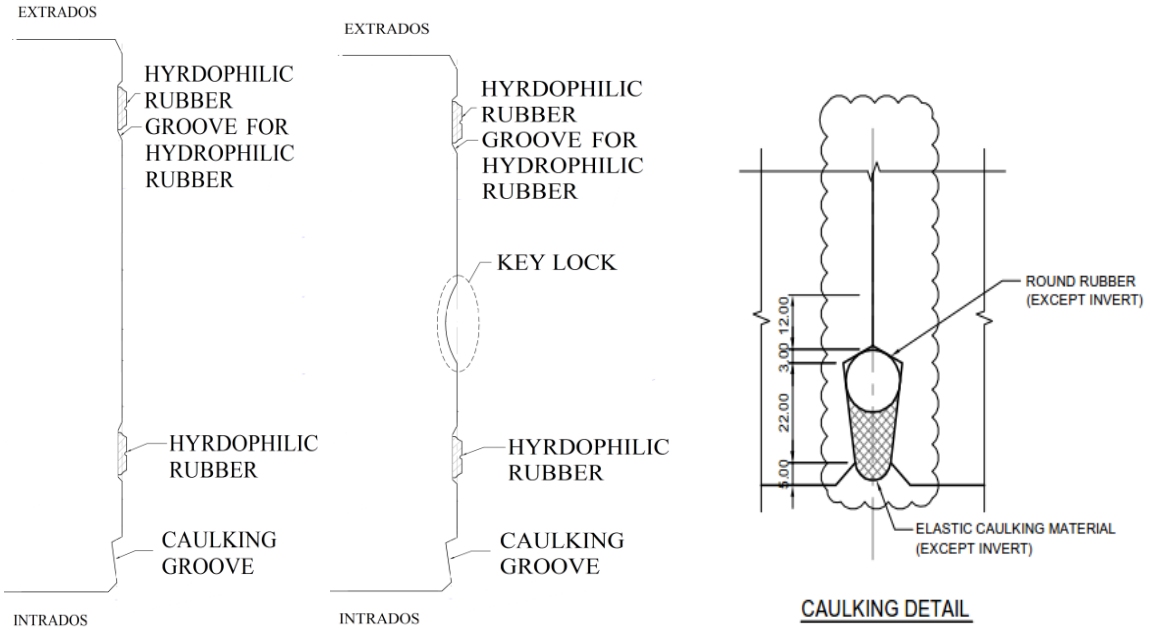


Hình 1-4 Hình ảnh minh họa cho mối nối chu vi



Hình 1-5 Hình ảnh 3 chiều cho mối nối tấm

Cao su chắn nước sẽ được cung cấp cho hai phía của tấm để bảo đảm kín nước (xem Hình 1-). Khóa sẽ chỉ được cung cấp dọc các mối nối chu vi như thể hiện trong hình bên dưới: Tất cả các phân đoạn đều đúc với khe trám trên mặt chu vi và mặt dọc để đảm bảo kín nước.



Hình 1-6 Chi tiết mối nối hướng tâm của tấm (Trái) và mối nối chu vi của phân đoạn (Phải)

Kiểm tra chi tiết khổ kết cấu & giải pháp tuyến tham khảo báo cáo số DOC/1B/T/ GNL/DES/DR/0300/ cung cấp trong **Phụ lục U**. Đường kính hầm xem xét kích thước lọt lòng của khổ kết cấu.

Hầm sẽ bao gồm hai ống riêng biệt, mỗi ống cho một đường chạy. Mỗi đường chạy phải có khả năng vận hành cả hai chiều trong trường hợp khẩn cấp, bảo trì. Các chi tiết khổ kết cấu yêu cầu và đường sơ tán khẩn cấp cùng với không gian cần thiết cho thiết bị E&M được thể hiện trong các bản vẽ mời thầu của Chủ đầu tư (bản vẽ 1/GW/2007 (1/2 và 2/2), 1/GW/2008). Thêm nữa, những dung sai cần thiết được kiểm tra phù hợp với Yêu cầu kỹ thuật thiết kế và DSRSC-ST. Kết cấu đạt được tất cả những dung sai hoàn công có trong thiêu chuẩn thể hiện ở mục 9.9.12 Quyển 4 Yêu cầu kỹ thuật thiết kế phác thảo cho gói hợp đồng -1b. Nhìn chung tấm vỏ đường hầm hoàn công phải tuân thủ theo các dung sai đề ra dưới đây. Nhà thầu có thể đề xuất dung sai thay thế như là một phần của đệ trình thiết kế.

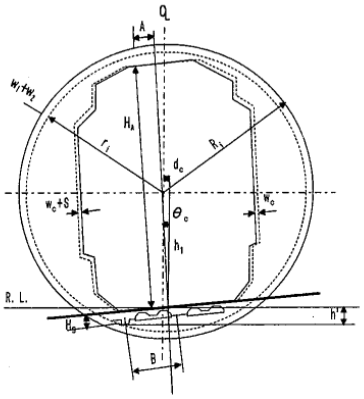
(1) Vị trí hoàn công của mặt đứng trong của vỏ hầm phải không lệch so với vị trí thiết kế quá 75 mm.

(2) Mặt đứng trong của bất kỳ phân đoạn hầm khiên đào nào không được lệch hơn ±25 mm so với đường tròn thực. Đó là, bất kỳ đường kính trong của phân đoạn hoàn công nào không được khác đường kính trong thiết kế quá ±50 mm.

(3) Mặt phẳng của bề mặt chính mỗi phân đoạn, bao gồm cả phân đoạn vát, không được lệch ra tại bất kỳ điểm nào so với bề mặt mặt phẳng hơn ±6 mm.

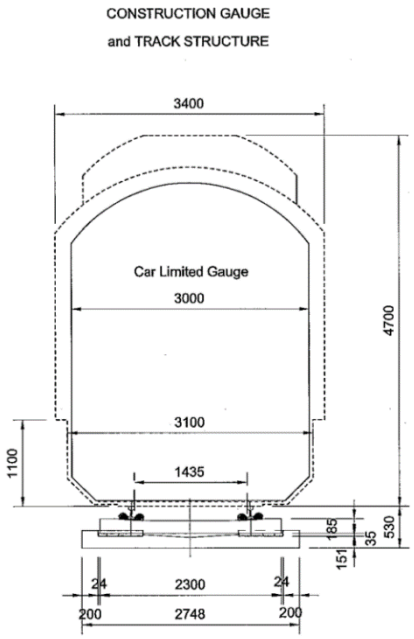
(4) Các bước giữa các tấm tiếp giáp không được lớn hơn ±5 mm.

(5) Chênh lệch lỗ bu lông mối nối chu vi không lớn hơn ±5 mm; chênh lệch tổng tối đa cho phép của tất cả các lỗ bu lông của bất kỳ phân đoạn nào là ±40 mm so với vị trí thiết kế.

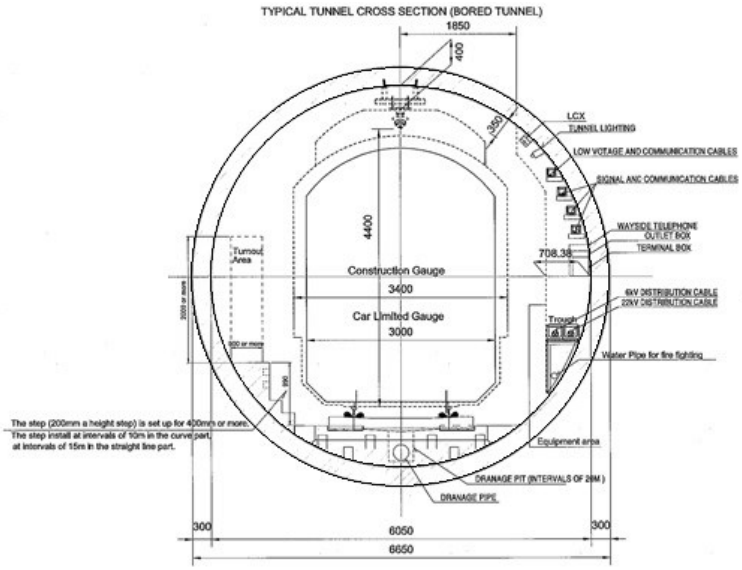


Hình 1-7 Khổ kết cấu và khái niệm dung sai trong DSRSC-ST

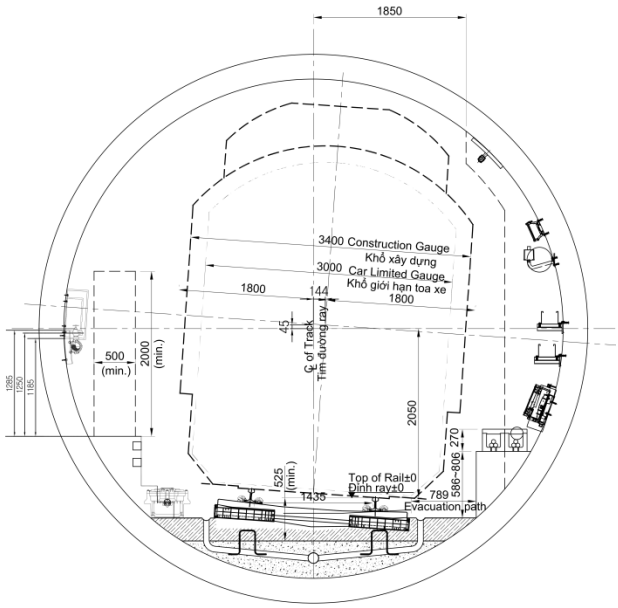
Với tuyến Phía Đông và phía Tây, bán kính cong theo mặt bằng nhỏ nhất là 350m. Mặt cắt ngang khổ kết cấu tương ứng cho tuyến thẳng và cong thể hiện bên dưới:



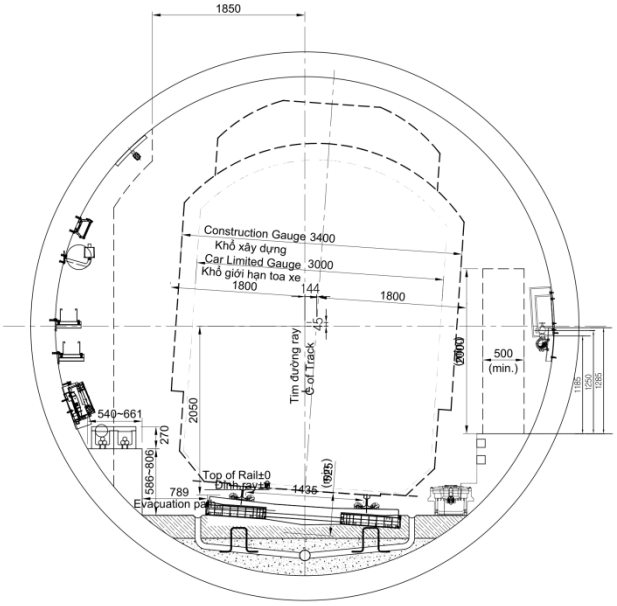
Hình 1-5 Khổ xây dựng và kích thước kết cấu đường chạy



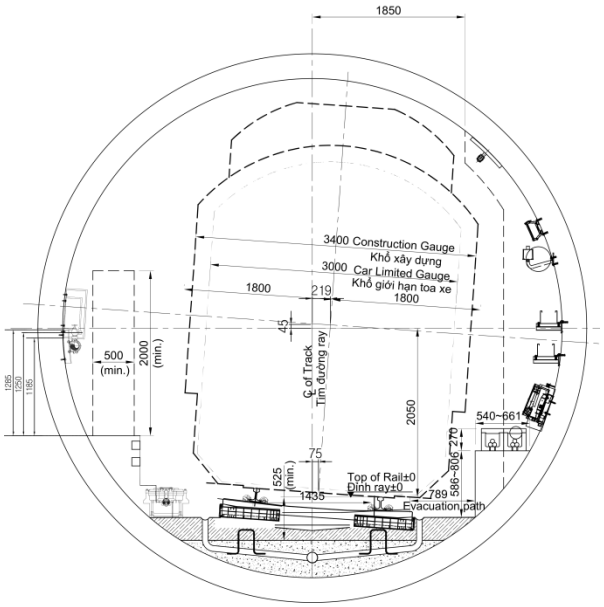
Hình 1-9 Mặt cắt ngang hầm điển hình (hầm khiên đào) – Đoạn thẳng



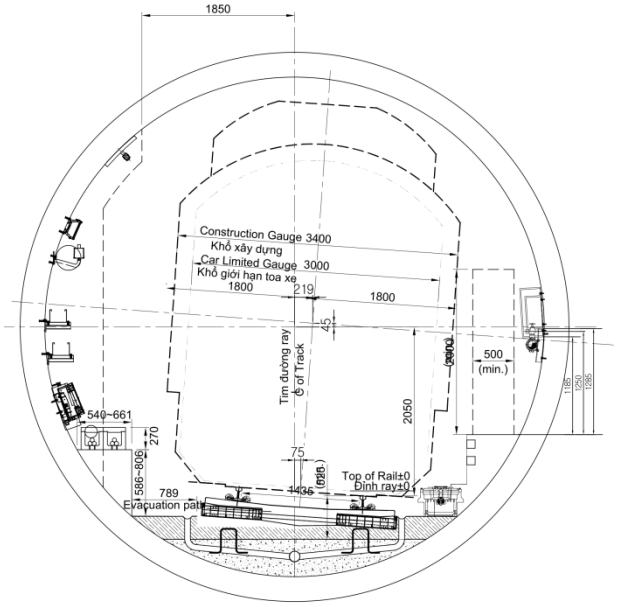
Hình 1-10 Mặt cắt ngang hầm điển hình (hầm khiên đào) (Tuyến phía đông)



Hình 1-11 Mặt cắt ngang hầm điển hình (hầm khiên đào) (Tuyến phía Tây)



Hình 1-12 Mặt cắt ngang hầm điển hình (Tuyến phía đông) (Ray cong: R=350m, (Độ dịch chuyển 75mm))



Hình 1-13 Mặt cắt ngang hầm điển hình (Tuyến phía đông) (Ray cong: R=350m, (Độ dịch chuyển 75mm))

Như có thể thấy từ các mặt cắt ngang trên, các kích thước lọt lòng của hầm đáp ứng đủ các yêu cầu E&M, đường đi bộ và các bộ phận cần thiết. Bán kính hầm xem xét kích thước lọt lòng của khổ xây dựng (Hình 1-8), xem chi tiết trong Phụ lục U. Theo tuyến tính đường hầm, số mặt vát lớn nhất được tính toán dựa trên bán kính nhỏ nhất của hầm là 350m như thể hiện dưới đây. Do đó, bán kính ngoài và bán kính lọt lòng tương ứng là 353.325m và 346.675m.

Table 1-2 Tính toán thiết kế tấm vỏ

Loại	Vị trí của tấm vỏ	Chiều dài mặt ngoài của tấm vỏ	Tổng chiều dài
	(Nos.)	(m)	(m)
Mặt vát	2	1.2	2.4
Mặt thẳng	1	1.2	1.2
Tổng hợp	3	1.2	3.6

Vị trí	Bán kính	Chiều dài cung	θ
	(m)	(m)	(deg.)
Tại cạnh trong	346.675	3.5658	0.58933
Đường tâm hầm	350.000	3.6000	0.58933
Tại cạnh ngoài	353.325	3.6342	0.58933

Tổng chiều dài khác nhau:

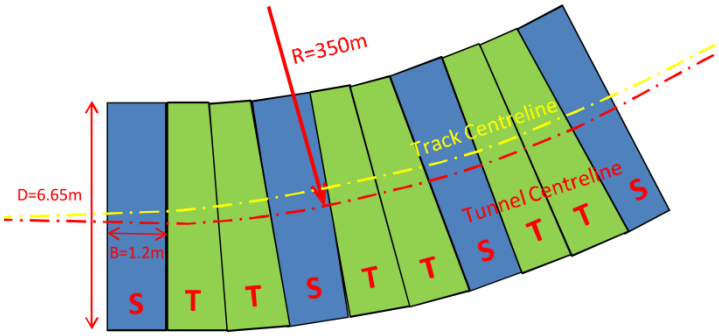
(Arc Length $_{\text{at outer edge}}$ – Arc Length $_{\text{at Inner Edge}}$)

= 3.6342 m - 3.5658 m

= 68.4 mm (for 2 nos. of taper ring and 1 straight ring)

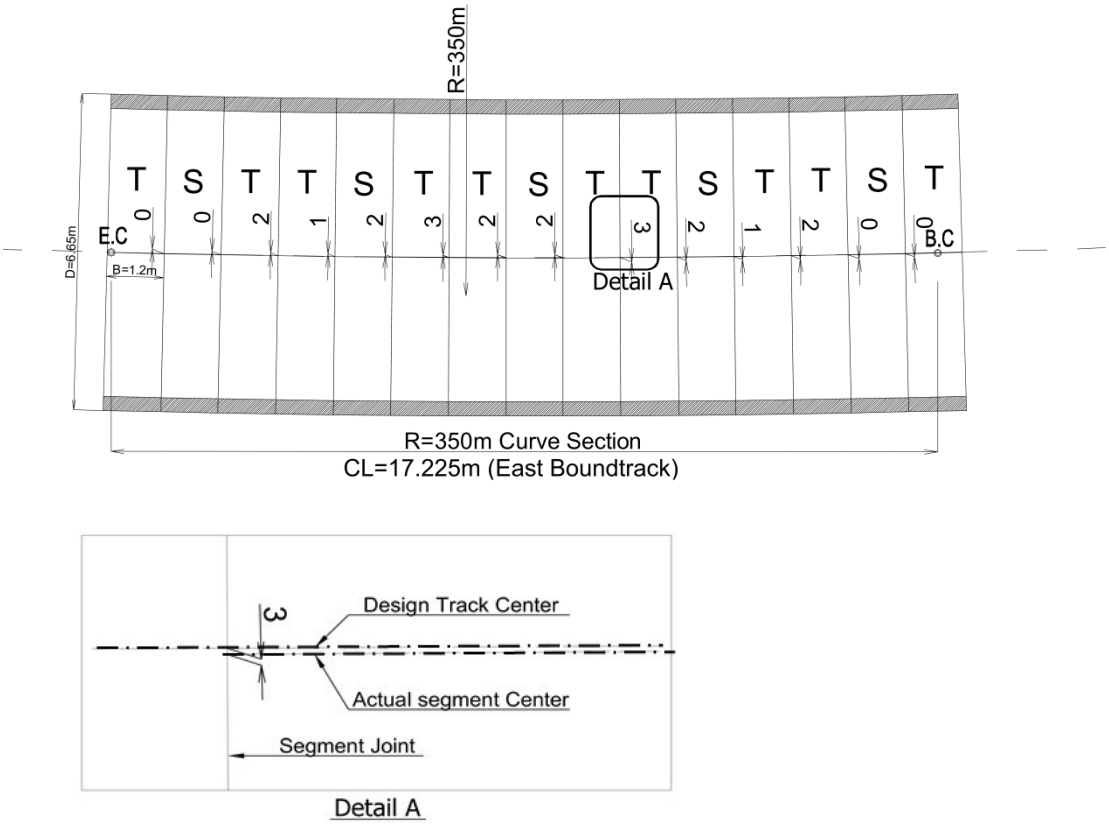
Do đó, mặt vát tối thiểu =(Arc Length $_{\text{at outer edge}}$ – Arc Length $_{\text{at Inner Edge}}$)/2=68.4/2 =34.2 mm.

Theo tính toán bên trên, chiều dài vát tối thiểu là 34.2 m. Về mặt an toàn, 38mm được chọn trong báo cáo thiết kế. Sự sắp xếp mặt vát được thể hiện trong Hình 1-14 sau đây.



Hình 14: Sự sắp xếp mặt vát

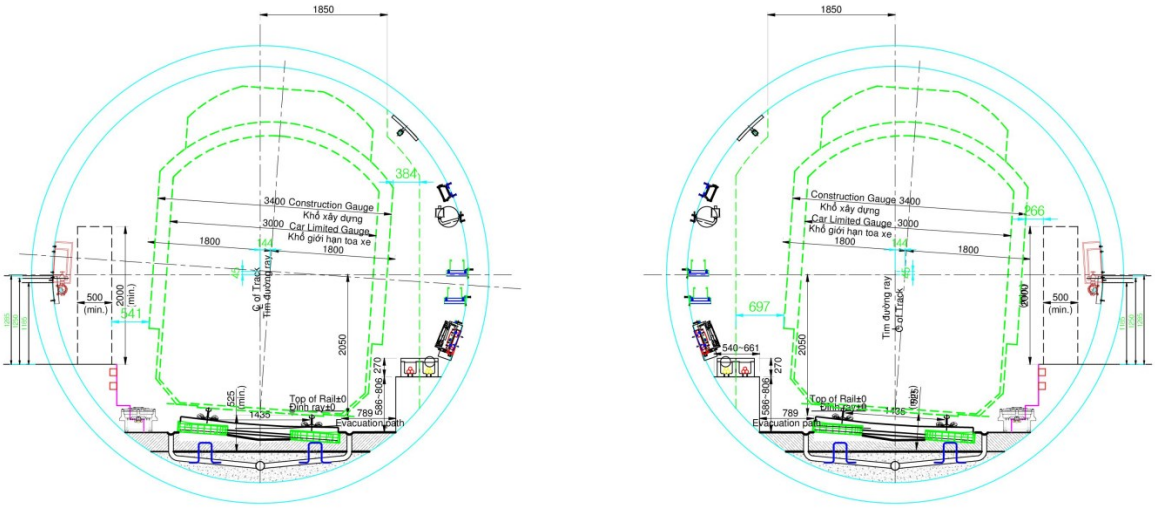
Về đoạn cong R=350, sẽ được bù đắp giữa tâm thiết kế và tâm thực tế, khoảng bù thể hiện trong Hình 1-15.



Hình 1-15 Khoảng bù giữa tâm thiết kế và tâm trong thực tế (R=350m)

Trong 18m đoạn cong, tính toán lớn nhất là 3mm được thể hiện ở trên.

Theo đó, khổ xây dựng của hầm được kiểm tra tại đoạn cong R=350m . Trường hợp Cant= 100mm, kết lắp đặt cấu hầm và kết cấu lọt lòng của hầm, E&M và khổ xây dựng thể hiện trong Hình 1-16.



Curved Track(R=350m) Cross Section
East Boundtrack

Curved Track(R=350m) Cross Section
West Boundtrack

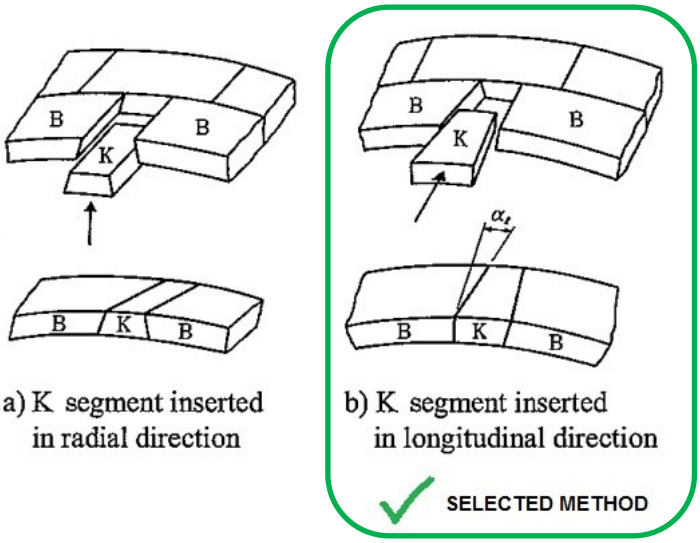
Hình 1-16 Kết cấu hầm và kết cấu lọt lòng của hầm, E&M và khổ xây dựng (Cant=100mm)

1.3 Thiết kế kỹ thuật

Các điều kiện khác nhau trong toàn bộ quy trình lót đường hầm được xem xét trong thiết kế: từ sản xuất & vận chuyển, lắp đặt khóa, etc.. Theo đó, tính toán sẽ được thực hiện để cung cấp thiết kế an toàn và chắc chắn. Phần chi tiết được trình bày trong Chương liên quan và trong các Phụ lục. Một số giai đoạn từ sản xuất để lắp đặt đều được liệt kê bên dưới.

i. Hướng cài đặt tấm khóa

Để có thiết kế và thi công chắc chắn hơn, việc lắp đặt tấm khóa được chọn theo phương dọc như thể hiên (b) bên dưới. Tiêu chuẩn Nhật đề cập rằng nếu tấm khóa không lắp đặt theo phương hướng tâm hoặc nếu tấm khóa không bao gồm một tấm vỏ mỏng, áp lực chèn vữa phía sau không được xem là nguy hiểm. Tuy nhiên, các kiểm tra cần thiết thiên về an toàn đã được tiến hành. Hơn nữa, trạng thái gioi hạn liên quan đến sụ bung ra của khóa đã được xem xét. Góc của tấm khóa đã được chọn dựa trên thực tế phổ biến và theo giới hạn của tiêu chuẩn.

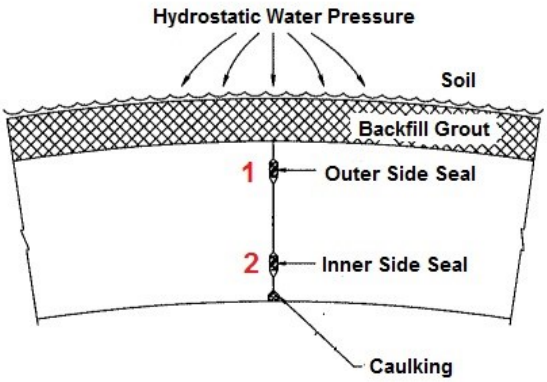


Hình 1-17 K-Phương lắp đặt tấm khóa

ii. Gia tăng độ kín nước

Xem xét các điều kiện nền, mực nước ngầm và lún nền dài hạn được dự báo tại TPHCM (mặc dù các báo cáo tham khảo thể hiện rằng quận 1, vị trí dự án là một trong những vùng ổn định nhất ở TPHCM), hai lớp gioăng thấm nước được cung cấp ở bề mặt tấm như thể hiện bên dưới.

Trong Tiêu chuẩn Nhật Bản, trám tấm hai lớp được xem như biện pháp bổ sung (dự phòng) để tăng độ kín nước cho các dự án cụ thể mà đường kính hầm có thể rất lớn và chịu áp lực nước cao… Tham khảo phần trích đoạn bên dưới từ Tiêu chuẩn Nhật Bản diễn giải rằng trám khe hai lớp là một biện pháp xử lý bổ sung để giảm thiểu rủi ro.



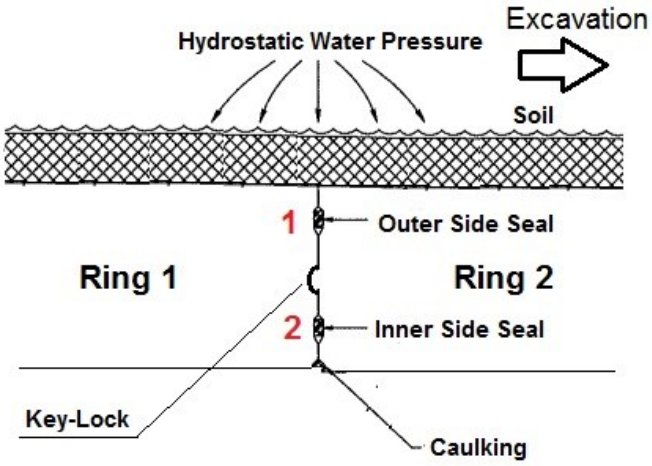
Hình 1-8 Bố trí trám khe cho kín nước

Để thiên về an toàn, một trám khe được xem xét trong tính toán kín nước.

iii. Cung cấp khóa giữa các phân đoạn

Khóa được chọn giữa các phân đoạn để có khả năng điều chỉnh vị trí trong suốt quá trình lắp đặt phân đoạn. Độ cứng và sự kháng cắt của tấm khóa không được xem xét trong lực cắt lò xo bỏ qua

những tác động có lợi được tạo ra bởi tấm khóa. Phân tích kết cấu (đánh giá khả năng chịu cắt) sẽ được thực hiện dựa trên tiêu chuẩn liên quan.



Hình 1-19 Bố trí trám cho kín nước với tấm khóa

1.4 Materials

Tấm vỏ hầm được chế tạo bằng bê tông cốt thép đúc sẵn. Tính chất bê tông được cho ở Bảng 1-5, tính chất của cốt thép thanh được trình bày chi tiết trong Bảng 1-6, Bảng 1-7 bao gồm thuộc tính của vật liệu như bulông áp dụng trong thiết kế.

1.4.1 Bê tông đúc sẵn

Bảng 1-5: Đặc trưng của bê tông đúc sẵn (theo DSRSC-ST, JRTRI)

Đặc trưng	Yêu cầu
Trọng lượng riêng γ_c	26kN/m^3
Mô đun đàn hồi của bê tông (ngắn hạn) E_c	39 kN/mm²
Hệ số Poisson ν	0,17
Đặc trưng cường độ của bê tông f_{ck}	48 N/mm²

1.4.2 Cốt thép thanh

Bảng 1-6: Đặc trưng cốt thép (theo DSRSC-ST, JRTRI)

Đặc trưng	Yêu cầu
Trọng lượng riêng γ_s	7850 kg/m^3
Cường độ chảy f_y	390 N/mm²
Mô đun đàn hồi E_s	210 kN/mm²

1.4.3 Bu lông

Bảng 1-7: Đặc trưng của bu lông (theo DSRSC-ST, JRTRI)

Đặc trưng	Yêu cầu
Các bu lông chu vi và hướng tâm	Grade 8.8, M27
Cường độ chảy kéo f_{yk}	660 N/mm^2
Cường độ chảy cắt f_{vyk}	380 N/mm^2

1.5 Các hệ số an toàn thiết kế

Các hệ số an toàn thiết kế được cho trong Tập 4 – Quy định thiết kế tổng quát, Hợp đồng 1B: Xây dựng, Mặt cắt ngầm từ KM 0+615 đến KM2+360, Dự án xây dựng Đường sắt đô thị Thành phố Hồ Chí Minh. Các hệ số thiết kế được cho trong Bảng 1-8 đến Bảng 1-11 theo khuyến nghị của Hướng dẫn Kỹ thuật (Vol 4)

Bảng 1-8: Tiêu chuẩn danh nghĩa cho hệ số vật liệu

(theo Tập 4 – Quy định thiết kế tổng quát cho CP1b Phụ lục 1)

Trạng thái giới hạn	Hệ số vật liệu – Kiểm tra hệ số trong JSCE bảng II 3.1 trang 125			
	Bê tông		Cốt thép thanh	Bê tông
	Tấm	Đúc tại chỗ		
ULS	1,2	1,3	1,0	1,05
SLS	1,0	1,0	1,0	1,0

Bảng 1-9: Tiêu chuẩn danh nghĩa cho hệ số phần tử - Tấm bê tông

(theo Tập 4 – Quy định thiết kế tổng quát cho CP1b Phụ lục 1)

Trạng thái giới hạn	Hệ số phần tử					
	Phần chính			Nối tấm	Nối phân đoạn	Cấu kiện kim loại treo
	Uốn	Nén	Cắt			
ULS	1,1	1,3	1,3	1,1	1,15	1,3
SLS	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Bảng 1-10: Tiêu chuẩn danh nghĩa cho hệ số tải trọng - Tấm bê tông

(theo Tập 4 – Quy định thiết kế tổng quát cho CP1b Phụ lục 1)

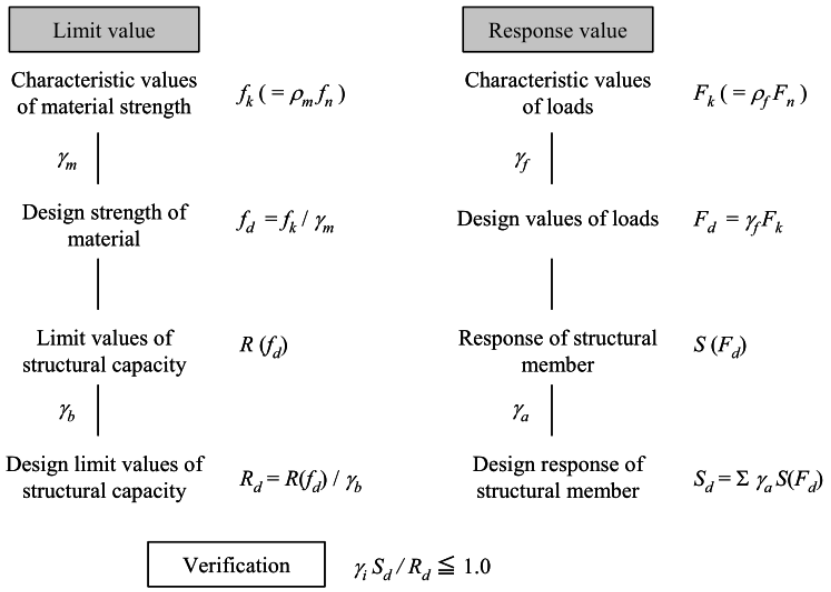
Trạng thái giới hạn	Tải trọng		Áp lực đất				
	Phụ tải	Tĩnh tải	Áp lực đất rời	Áp lực chất tải toàn phần	Hệ số áp lực ngang của đất	Áp lực nước	Hệ số phản lực đất
ULS	1,1	1,0	1,3	1,05	0,9	0,9	0,9
SLS	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Bảng 1-11: Tiêu chuẩn danh nghĩa cho hệ số kết cấu và hệ số phân tích kết cấu

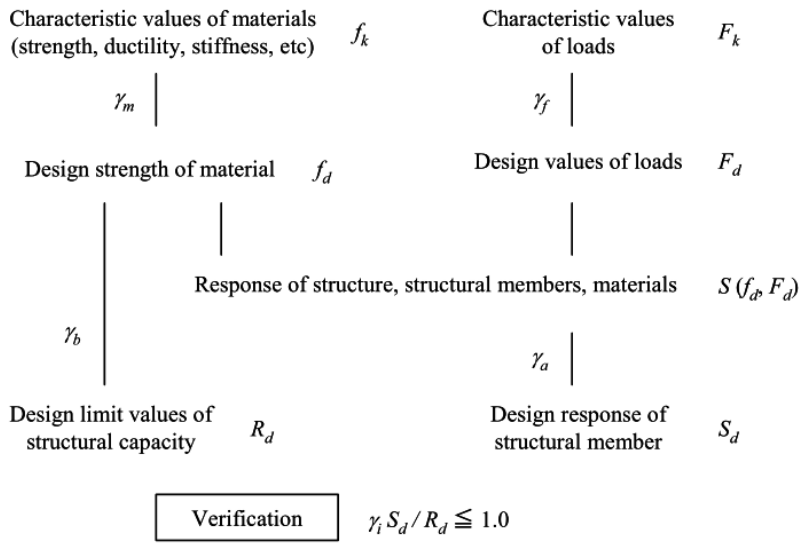
(theo Tập 4 – Quy định thiết kế tổng quát cho CP1b Phụ lục 1)

Trạng thái giới hạn	Hệ số kết cấu	Hệ số phan tích kết cấu
ULS	1,3	1,1
SLS	1,0	1,0

Định nghĩa và phương pháp thiết kế cho cả phân tích tuyến tính và phi tuyến được tóm tắt lần lượt trong Hình 1-16 (theo JSCE - CS 2007, hình C4.5.2), và Hình 1-17 (JSCE – CS 2007, Hình C4.5.3)



Hình 1-20: Phương pháp thiết kế và các hệ số an toàn cho phân tích tuyến tính (theo JSCE -CS 2007).



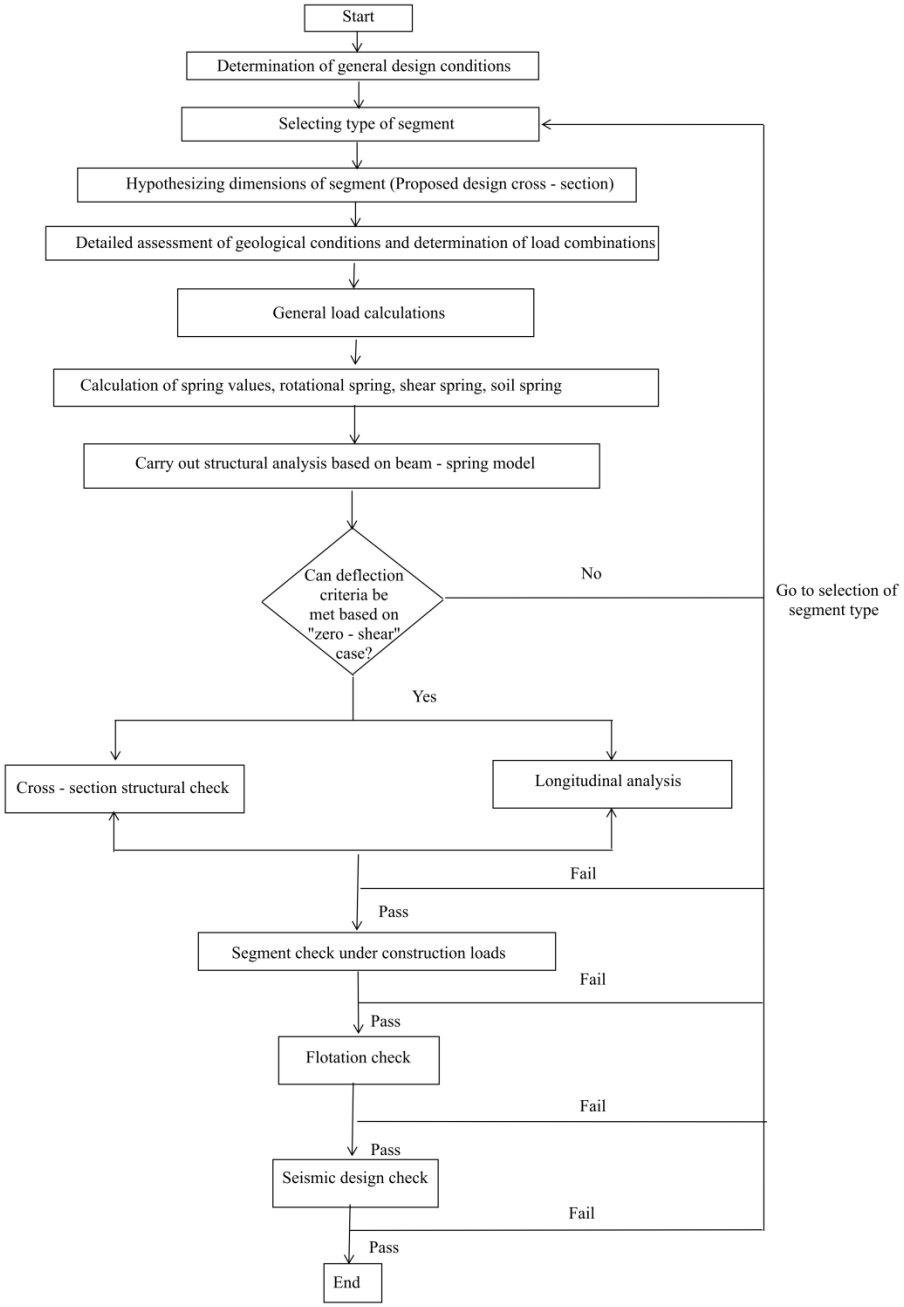
Hình 1-21: Phương pháp thiết kế và các hệ số an toàn cho phân tích phi tuyến (theo JSCE –CS 2007).

Các tính toán sử dụng tuyến tính và phi tuyến cho việc kiểm tra khả năng chịu lực của kết cấu của các phần tử kết cấu khác nhau được cho trong **Phụ lục K, M** và **P**.

1.6 Quy trình thiết kế tấm vỏ

Theo DSRSC-ST, công tác tấm vỏ không chỉ đảm bảo an toàn cho tuổi thọ phục vụ của đường hầm, nó cũng phải đảm bảo an toàn chống lại các tình huống tạm thời trong suốt quá trình thi công.

Thiết kế tấm vỏ thể hiện trong Hình 1-22



Hình 1-22 Quy trình thiết kế tấm

2 ĐÁNH GIÁ RỦI RO

2.1 Đánh giá một số điều kiện thiết kế đặc biệt của dự án và các biện pháp giảm thiểu được chọn cho thiết kế tấm vỏ hầm xem xét đến tuổi thọ thiết kế

Khi thiết kế tấm vỏ hầm, tiêu chuẩn thiết kế và các giả định được xác định bằng cách tham khảo đến các điều kiện đặc biệt của dự án và các tiêu chuẩn liên quan. Để có thiết kế bền vững và an toàn, một số hạng mục thiết kế được đánh giá sâu hơn và các rủi ro từ đó được giảm thiểu tương ứng. Cần chú ý rằng việc đánh giá cá rủi ro không là một phần của báo cáo thiết kế, tuy nhiên cho mục đích làm rõ một số hạng mục thiết kế chính mà ở đó sự đánh giá như vậy và các biện pháp giảm thiểu được lấy ra được giải thích tóm tắt ở **Error! Reference source not found.** bên dưới bằng việc xem xét tuổi thọ thiết kế:

Table 2-1 Hầm khiên đào – Phân tích rủi ro

TT	Rủi ro	Kế hoạch hành động	
		Thiết kế	Thi công (dựa trên đánh giá của đội thi công)
1	**Khổ kết cấu không đủ** Khổ kết cấu hoàn công không đủ theo các yêu cầu thiết kế. Các nguyên nhân có thể : 1. Do giả định thiết kế không phù hợp, biến dạng của hầm ảnh hưởng khổ kết cấu 2. Không duy trì được đường tròn vỏ hầm do lỗi thi công	1. Tiến hành thiết kế kỹ thuật các tấm vỏ sử dụng các giả định phù hợp bao gồm phương pháp thi công và xác định chính xác sự biến dạng. (Mục **Error! Reference source not found.**) 2. Đánh giá lỗ lắp dựng **(Phụ lục B)**	1. Điều chỉnh lớp lót đối với những phần hiện hữu một cách cẩn thận và cải tiến thiết bị mối nối vòng để hoàn thành vòng hầm. Bổ sung bu long liên kết cũng được cung cấp khi vỏ hầm qua khỏi máy khoan và được giữ bởi áp lực đất/nước.
2	**Độ bền tấm** Các yêu cầu độ bền của tuổi thọ thiết kế của đường hầm không đảm bảo. Các nguyên nhân có thể : 1. Thiết kế kỹ thuật không tuân theo yêu cầu. 2. Chất lượng vỏ phụ thuộc nhân lực … không đáp ứng yêu cầu chất lượng.	1. Thiết lập yêu cầu của độ bền (mục đích của đường hầm, tuổi thọ thiết kế của đường hầm, môi trường bên trong của đường hầm, điều kiện đất và môi trường, vật liệu được sử dụng cho các tấm, chất lượng tấm, sự hiện hữu của lớp vỏ thứ hai) sau đó cung cấp thiết kế phù hợp lớp tấm vỏ với độ bền đủ. (Mục 7.3)	1. Khẳng định hệ thống quản lý chất lượng của bãi bê tông đúc sẵn. Chất lượng khuôn thép phải được kiểm tra. Quản lý chất lượng hàng ngày theo ITP. Chỉ xác định tấm vỏ được vận chuyển tới công trường thi công.

TT	Rủi ro	Kế hoạch hành động	
		Thiết kế	**Thi công** **(dựa trên đánh giá của đội thi công)**
3	**Ứng xử kết cấu của tấm** Việc chịu tải trọng cho tuổi thọ thiết kế của đường hầm không đảm bảo Các nguyên nhân có thể : 1. Thiết kế kỹ thuật không tuân theo yêu cầu. 2. Chất lượng vỏ không đáp ứng yêu cầu chất lượng.	1. Thiết lập yêu cầu chịu tải. Thiết kế kỹ thuật được tiến hành với tải trọng cần thiết (áp lực đất phương đứng và phương ngang, áp lực nước, trọng lượng tĩnh của lớp vỏ, ảnh hưởng của gia tải, phản lực đất, tải trọng động đất, ảnh hưởng của cộng việc ở lân cận, tải thi công, ảnh hưởng của lún nền, ảnh hưởng của thi công đường hầm song song, tải bên trong, hiện hữu … 2. Các tải trọng và các lực mặt cắt tác dụng lên tấm được tính toán tương ứng.	1. Khẳng định hệ thống quản lý chất lượng của bãi bê tông đúc sẵn. Chất lượng khuôn thép được kiểm tra. Quản lý chất lượng hàng ngày theo ITP. Chỉ xác định tấm vỏ được vận chuyển tới công trường thi công.
4	**Kín nước** Thấm nước ở mối nối tấm hoặc mối nối phân đoạn Các nguyên nhân có thể : 1. Ứng xử trám khe thiết kế không theo yêu cầu. 2. Lỗi vật liệu hoặc lỗi thi công.	1. Đặt phù hợp áp lực chống thấm yêu cầu và vật liệu trám thiết kế bao gồm các kích thước tương ứng. Cường độ bê tông chịu phản lực trám cũng được kiểm tra.(Mục 10.3) 2. Diện tích Lỗ lắp dựng sẽ được kiểm tra.	2. Chọn vật liệu trám phù hợp theo thiết kế. Chất lượng vật liệu và lắp đặt được kiểm tra theo ITP. 3. Việc khoan thử phải được tiến hành trước khi máy khoan khoan tại nhà ga và cung cấp chèn vữa bổ sung nếu cần thiết.
5	**Nứt vỏ đúc sẵn** Nứt ở giai đoạn thi công Các nguyên nhân có thể : 1. Va chạm khi thao tác (tức là trong lúc lắp đặt …) 2. Lực kích máy khoan	1. Kiểm tra khả năng bê tông chống lại lực kích máy khoan. (Mục **Error! Reference source not found.**) 2. Áp lực quét phía sau máy khoan đi qua sẽ được thêm vào.	1. Các biện pháp tiến hành để tránh sự va chạm của tấm lót đúc sẵn ở bãi tập kết, vận chuyển tới công trường và tại giai đoạn thao tác ở công trường. 2. Tiến hành các biện pháp cần thiết trong quá trình lắp đặt. 3. Công tác dọn dẹp phía sau máy khoan đi qua sẽ được thêm vào.

TT	Rủi ro	Kế hoạch hành động	
		Thiết kế	**Thi công** **(dựa trên đánh giá của đội thi công)**
6	**Tấm K trượt ra ngoài/rơi** Tấm K trượt ra ngoài/rơi trong giai đoạn thi công hoặc giai đoạn dài hạn. Các nguyên nhân có thể : 1. Chống đỡ tấm K trong quá trình thi công không đủ. 2. Lực tác dụng lên tấm K do áp lực nước/đất bằng mức độ giữ tấm K.	1. Thiết kế hướng chèn phù hợp, góc chèn và biện pháp làm giảm việc trượt ra ngoài/rơi của tấm K. 2. Sự bung ra của tấm khóa sẽ được kiểm tra (Phụ lục M)	1. Kiểm tra bu lông liên kết theo Công bố phương pháp để tránh trượt ra ngoài/rơi của tấm K.
7	**Vấn đề tuyến hầm** Thiết kế tuyến không đảm bảo. Các nguyên nhân có thể : 1. Các tấm vát mà phần đường cong được đưa vào xem xét không được thiết kế hợp lý. 2. Lỗi thi công gây ra lệch tuyến.	1. Với việc đánh giá thiết kế tuyến, thiết kế vỏ vát và mặt bằng phù hợp được cung cấp để đảm bảo tuyến hầm. Sự sắp xếp các tấm sẽ được đánh giá lại để điều chỉnh tuyến hầm. (Mục 1.2)	2. Việc đảm bảo tuyến hầm phải được kết hợp vào thiết kế máy khoan. Khảo sát tuyến hầm được tiến hành theo Công bố phương pháp.
8	**Ảnh hưởng bất lợi tại công trường gần kết cấu hiện hữu** Kết cấu hiện hữu biến dạng do thi công hầm Các nguyên nhân có thể : 1. Khảo sát không đầy đủ 2. Kiểm tra thiết kế không đầy đủ 3. Công tác chuẩn bị và quản lý thi công không đầy đủ. 4. Tổn thất khối lượng lớn hoặc các lỗi liên quan đến thi công khác.	1. Theo khảo sát hiện trường, cung cấp các giả định thiết kế phù hợp cho các kết cấu hiện hữu. Phương pháp thi công cũng phải được xác định. (Mục **Error! Reference source not found.**2)	1. Tiến hành khảo sát đầy đủ cho các kết cấu hiện hữu. 3. Cung cấp biện pháp ứng phó theo kiểm tra khảo sát và thiết kế. Trong giai đoạn thi công, áp lực bề mặt và áp lực chèn vữa được quản lý tương ứng. Ngay từ đầu, công tác khoan thử được tiến hành và quan sát để khẳng định các giả định thiết kế.

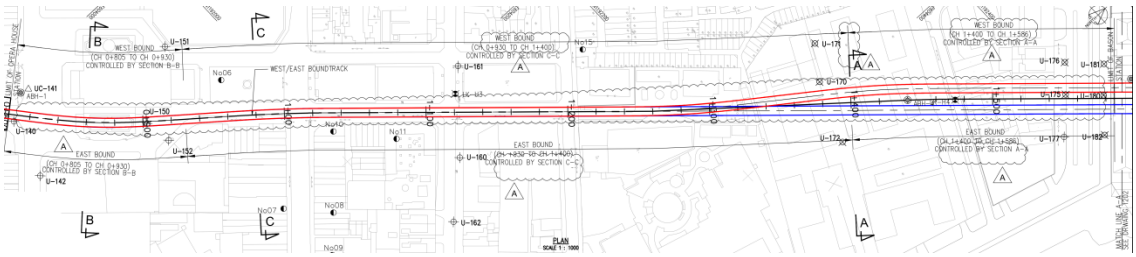
3. ĐIỀU KIỆN THIẾT KẾ

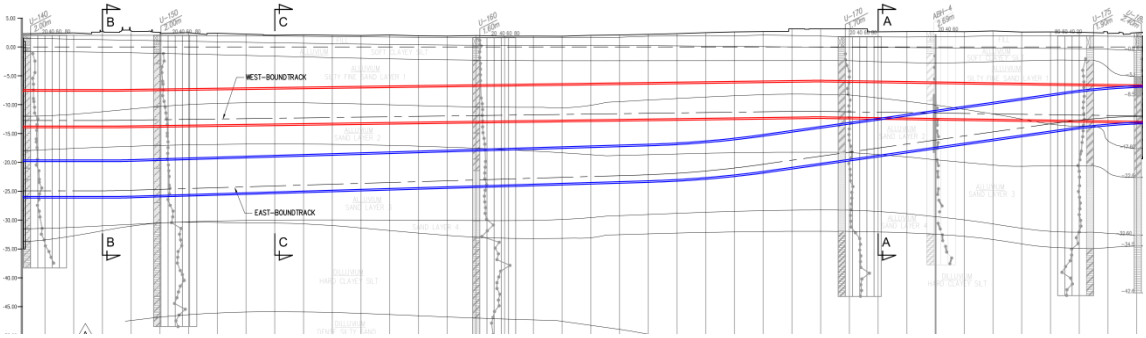
3.1 Các mặt cắt ngang thiết kế đề xuất

Ba mặt cắt nguy hiểm A-A, B-B và C-C được trình bày trong bản vẽ CP1b-CTS-TD-TBMS-00056 đến CP1b-CTS-TD-TBMS-00060 và tổng hợp trong Bảng 3-1.

Bảng 3-1 Các mặt cắt nguy hiểm A-A, B-B và C-C tóm tắt

Mặt cắt	Lý trình kiểm soát	Hầm	Đánh giá	Cao trình ray
A-A (KM 1+400)	CH1+400 to CH1+586	Phía Đông	Không có tải trọng tòa nhà, hầm chuyển tiếp tới hầm song song	-17,79
		Phía Tây		-11,28
B-B (KM 0+860)	CH0+805 to CH0+930	Phía Đông	Tải trọng tòa nhà tối đa, hầm chồng nhau	-24,94
		Phía Tây		-12,74
C-C (KM 0+980)	CH0+930 to CH1+400	Phía Đông	Tải trọng tòa nhà không cân bằng tối đa, hầm chồng nhau	-24,14
		Phía Tây		-12,38





Hình 0-1 Vị trí các mặt cắt nguy hiểm (Đỏ: đường hầm biên phía tây, Xanh: Đường hầm biên phía đông)

Tổ hợp của ba mặt cắt nguy hiểm trên đây (A-A, B-B và C-C) với ba cao độ mực nước khác nhau (thấp, cao và lũ) đã được xem xét trong thiết kế. Có 18 điều kiện khác nhau dưới 3 điều kiện mực nước này. Sáu mặt cắt nguy hiểm nhất được chọn trong số 18 mặt cắt theo tiêu chí dưới đây:

(1) Áp lực đất nhỏ nhất
(2) Áp lực đất lớn nhất
(3) Áp lực nước ngầm nhỏ nhất (GWP)
(4) Áp lực nước ngầm lớn nhất (GWP)
(5) Ảnh hưởng của tải trọng đặc biệt có thể cho kết quả nguy hiểm như là tải trọng nhà lớn

Khi vỏ hầm với áp lực đất thấp và mực nước ngầm thấp nhất trong đất kém chặt, moment uốn khống chế khả năng chịu lực của vỏ do nội lực dọc trục là thấp. Trường hợp này là ở mặt cắt nông nhất đường hầm phía Tây có áp lực đất nhỏ nhất và áp lực nước nhỏ nhất trong số các mặt cắt hầm.

Hơn nữa tải trọng tòa nhà thay đổi trong số ba mặt cắt. Mặt cắt A-A không có tải tòa nhà, mặt cắt B-B có tải tòa nhà lớn nhất và mặt cắt C-C có tải tòa nhà không cân bằng lớn nhất. Do đó ba mặt cắt phải được phân tích cho đường hầm phía Tây.

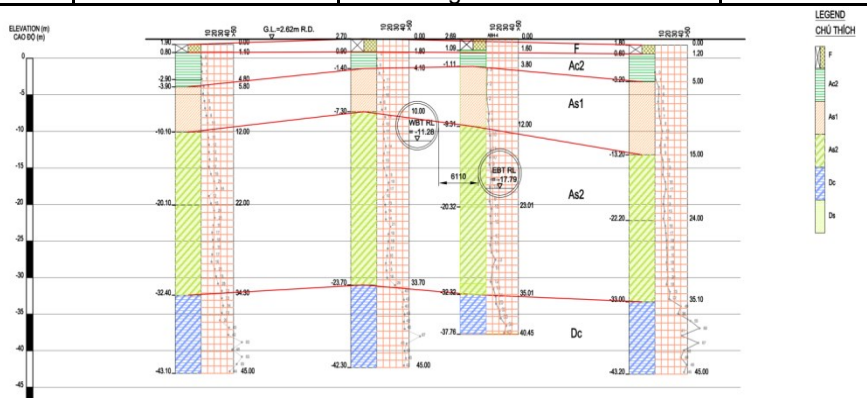
Mặt khác, khi vỏ hầm chịu áp lực đất lớn và áp lực nước ngầm lớn nhất, lực dọc khống chế việc thiết kế tấm vỏ và mối nối (ứng suất phá hoại) do lực dọc lớn. Hơn nữa, chênh lệch áp lực nước ngầm giữa mực nước ngầm cao nhất và thấp nhất là ít nhạy cảm đối với đường hầm phía Đông hơn là phía Tây, do đường hầm phía Đông nằm dưới mực nước. Hơn nữa, khác với các mặt cắt nông, tải tòa nhà được phân phối đều ở nền dưới sâu. Do không có ảnh hưởng tải không cân bằng, đường hầm phía Đông chỉ xem xét mặt cắt B-B với tải tòa nhà nặng hơn. Do đó các trường hợp được lựa chọn cho đường hầm phía Đông xem xét mặt cắt B-B với mực nước ngầm thấp, cao và nước lũ.

Những cơ sở và đánh giá của kỹ sư trong việc chọn sáu trường hợp này được tổng hợp trong Bảng 3-2.

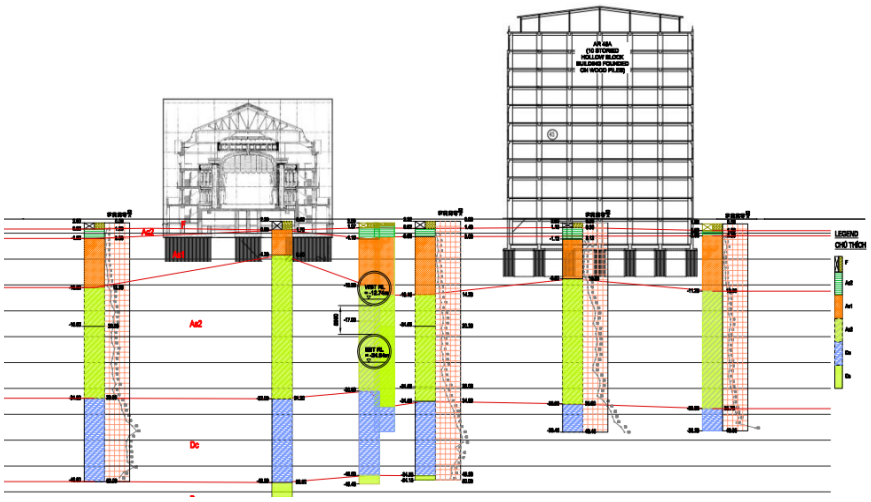
Bảng 3-2: Lựa chọn mặt cắt nguy hiểm cho các phân tích kết cấu chi tiết.

Mặt cắt	A-A	B-B	C-C
WBT nước ngầm thấp	**TRƯỜNG HỢP 1:** Áp lực đất tối thiểu – moment uốn lớn nhất Mực nước ngầm thấp	**TRƯỜNG HỢP 2:** Áp lực đất tối thiểu. Mực nước ngầm thấp Tải trọng tòa nhà nặng cân bằng	**TRƯỜNG HỢP 3:** Áp lực đất tối thiểu. Mực nước ngầm thấp Tải trọng tòa nhà nặng cân bằng
WBT nước ngầm cao	Mực nước ngầm cao không xem xét trong hầm nông.		

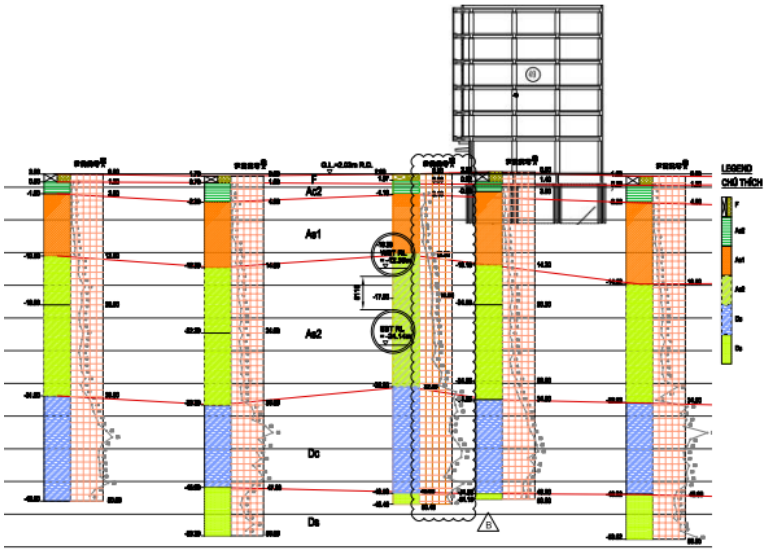
WBT mực nước lụt			
EBT nước ngầm thấp	Cao trình hầm giữa hầm phía Tây nông nhất và hầm phía Đông sâu nhất, thể hiện bởi các mặt cắt khác.	**TRƯỜNG HỢP 4:** Áp lực đất lớn nhất Mực nước ngầm thấp Tải trọng tòa nhà nặng cân bằng	Tải trọng tòa nhà được phân bố đều trong phần nền sâu. Không có ảnh hưởng không cân bằng. Vì vậy, trường hợp này được thể hiện bởi mặt cắt B-B với tải tòa nhà lớn hơn.
EBT nước ngầm cao		**TRƯỜNG HỢP 5:** Áp lực đất lớn nhất. Mực nước ngầm cao Tải trọng tòa nhà nặng cân bằng và phụ tải	
EBT mực nước lụt		**TRƯỜNG HỢP 6:** Áp lực đất lớn nhất. Mực nước ngầm lớn nhất Tải trọng tòa nhà nặng cân bằng	



Hình 0-2 Mặt cắt ngang địa chất A-A tại lý trình (1+400)



Hình 0-3 Mặt cắt ngang địa chất B-B tại lý trình (0+860)



Hình 0-4 Mặt cắt ngang địa chất C-C tại lý trình 0+980

3.2 Các điều kiện địa kỹ thuật

Báo cáo diễn giải địa kỹ thuật (hầm khiên đào) được tham khảo cho các thông số địa kỹ thuật liên quan và các giả định. Việc thi công hầm khiên đào sẽ được bắt đầu từ ga Ba Son cho tuyến phía Đông hầm bên dưới trước, sau đó máy khoan sẽ được dỡ ra tại giếng đến (ga Nhà hát) và chuyển trở lại ga Ba Son để khoan tuyến phía Tây – hầm trên.

Bảng 3-3 Tham khảo hố khoan cho giếng phóng máy khoan

Nhà ga	Hố khoan tham khảo
Ga Ba Son	U-180, U-181, U-182, ABH-4
Ga Nhà hát	U-150, U-140, U-141

Mặt bằng hố khoan tại ga Ba Son và ga Nhà hát được thể hiện trong **Phụ lục B**. Mặt cắt địa chất sẽ được cập nhật với khảo sát địa chất mới nhất.

Mặt cắt địa chất bao gồm đất Đắp, đất Bồi và đất Lũ tích. Lớp thứ nhất bao gồm đất Đắp với chiều sâu trung bình khoảng 2m. Lớp Bồi tích tiếp theo sâu xấp xỉ 30m, bao gồm Sét mịn mềm, Cát mịn bùn lớp 1 và Cát lớp 2. Sét mịn và Cát mịn Lũ tích hiện hữu bên dưới lớp Bồi tích.

Các thông số áp dụng cho đất của dự án được thể hiện trong Bảng 3-4 và được trình bày trong **Phụ lục C**.

Bảng 3-4 Các thông số kiến nghị cho đất của ga Ba Son và ga Nhà hát

(theo SMJO: *Báo cáo diễn giải địa kỹ thuật.* Dự án xây dựng đường sắt đô thị TPHCM đoạn Bến Thành – Suối Tiên (tuyến 1) Gói thầu-1b: Xây dựng, 18/8/2015).

Lớp đất		Dung trọng γ (kN/m^3)	Giá trị SPT - N (vồ/30cm)#		Sức kháng cắt không thoát nước, c_u (kN/m^2)	Lực dính hữu hiệu, c' (kN/m^2)	Ma sát hữu hiệu ϕ' (degree)	Mô đun đàn hồi, E (MPa)	Hệ số thấm k (m/s)	Hệ số áp lực đất tĩnh, K_o
			Dải	Trung bình ước tính						
Đất đắp		19,0	2 ~ 6	4	-	10	25	10	1,00E-06[a]	0,5 (cát) 0,7 (sét)
Bồi tích	Sét lớp 2	16,5	0 ~ 14	2	10	0	24	$300c_u$	1,00E-09	0,8
	Cát mịn bùn lớp 1	20,5	1 ~ 11	5	-	0	30	2,5N	2,00E-05	0,5
	Cát lớp 2	20,5	6 ~ 41	15	-	0	33	2,5N	2,00E-05	0,5
Lũ tích	Sét mịn cứng	21,0	18 ~ >50	34	5N	-	-	*2,5N*	1,00E-08	0,5
	Cát mịn chặt	20,5	15 ~ >50	36	-	0	35	2,5N	*1,00E-05*	0,4

3.3 Tải trọng

Mục này tổng hợp các tải trọng chung được xem xét cho thiết kế hầm khiên đào. Thiết kế xem xét các tổ hợp tải trọng (xem **Error! Reference source not found.**, Table 3-5 và Bảng 3-) tại mỗi mặt cắt nguy hiểm. Tổ hợp các trường hợp tải trọng và các lực thiết kế sử dụng được tổng hợp trong **Error! Reference source not found.**, Table 3-5, Bảng 3- và **Phụ lục G1**.

Bảng 3-5: Tải trọng xem xét tong thiết kế vỏ hầm

Load duration	Load
Permanent Loads (Long Term)	Dead load (self-weight load)
	Earth load (vertical and horizontal earth pressure)
	Groundwater pressure
	Surcharge
	Building load (load of existing structures)
	Railway live load (transient load)
	Closure force of water sealing (for minimum watertightness)
	Residual twin-tunnel effect (Stress Release)
Temporary Loads (Short Term)	Primary grouting pressure
	Secondary grouting pressure
	Thrust force of jacks
	Water sealing closure force (for maximum compression force)
	Erector and logistic loads
	Twin tunnel effect during excavation (with Face Pressure Effect)
Extreme event related loads	Seismic force (LHS and RHS)

Bảng 3-6 Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng cho đường hầm chịu áp lực đắp trên toàn phần

Nguồn: Tập 4 – Quy định thiết kế tổng quát cho CP1b Phụ lục 1

Load	Load Combinations											
	Serviceability Limit State				Ultimate Limit State							
	1	2	4	3	1	2	7	3	4	5	8	9
	Operation Stage (Long-term)			Under Construction (Short-term)	Operation Stage (Long-term)			Under Construction (Short-term)			Seismic Load (Extreme event)	
	Ground Loads and Water Pressure	Basic Building Loads	Railway Load and Building Load	Building Load and Effect of Adjacent Tunnel	Basic Loads	Basic Building Loads	Railway Load and Building Load	Primary Grouting Pressure	Secondary Grouting Pressure[1]	Building Load and Effect of Adjacent Tunnel (Short-, and Long-term)[3]	Seismic Load from LHS	Seismic Load from RHS
Dead Load	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Earth Load (Vertical)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05	1.05	1.05			1.05	1.05	1.05
Earth Load (Horizontal	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05*0.9[2]	1.05*0.9	1.05*0.9			1.05*0.9	1.05*0.9	1.05*0.9
Ground Water Pressure	1.00	1.00	1.00	1.00	0.9	0.9	0.9	0.9		0.9	0.9	0.9
Railway Load				1.00			1.10				1.10	1.10
Primary Grout Pressure								0.9				

Secondary Grout Press.									1.10			
Building Load		1.00	1.00	1.00		1.10	1.10			1.10	1.10	1.10
Seismic Load (LHS)											1.00	
Seismic Load (RHS)												1.00
Effect of Adjacent Tunnel			1.00							1.00		

[1]Phân tích riêng biệt được thực hiện cho tổng áp lực phun vữa thứ cấp. Theo tiêu chuẩn Nhật Bản, áp lực phun vữa thứ cấp không nguy hiểm. Không cần thiết xem xét đến khi phân tích tấm vỏ.

[2] Yếu tố 0.9 được áp dụng cho hệ số áp lực đất theo phương ngang theo phụ lục 1, Tập 4, Hướng dẫn thiết kế kỹ thuật, gói thầu 1b, Xây dựng đoạn ngầm từ KM 0+615 đến KM 2+360, dự án tuyến đường sắt đô thị thành phố Hồ Chí Minh.

Table 3-5 Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng cho đường hầm chịu áp lực đất rời

(theo Tập 4 – Quy định thiết kế tổng quát cho CP1b Phụ lục 1)

Load	Load Combinations											
	Serviceability Limit State				Ultimate Limit State							
	1	2	3	4	1	2	3	4	5	7	8	9
	Ground Loads and Water Pressure	Basic Building Loads	Under Construction Building Load and Effect of Adjacent Tunnel	Operation Stage Railway Load and Building Load	Basic Loads	Basic Building Loads	Under Construction Primary Grouting Pressure	Under Construction Secondary Grouting Pressure[3]	Under Construction Building Load and Effect of Adjacent Tunnel	Operation Stage Railway Load and Building Load	Seismic Load Seismic Load from LHS	Seismic Load Seismic Load from RHS
Dead Load	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Earth Load (Vertical)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30	1.30
Earth Load (Horizontal)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30*0.9[4]	1.30*0.9			1.30*0.9	1.30*0.9	1.30*0.9	1.30*0.9
Ground Water Pressure	1.00	1.00	1.00	1.00	0.9	0.9	0.90		0.9	0.9	0.9	0.9
Railway Load				1.00						1.10	1.10	1.10
Primary Grout Pressure							0.90					
Secondary Grout Pressure								1.10				
Building Load		1.00	1.00	1.00		1.10			1.10	1.10	1.10	1.10
Seismic Load (LHS)											1.00	
Seismic Load (RHS)												1.00
Effect of Adjoining Tunnel			1.00						1.00			

[1]Phân tích riêng biệt được thực hiện cho tổng áp lực phun vữa thứ cấp. Theo tiêu chuẩn Nhật Bản, áp lực phun vữa thứ cấp không nguy hiểm. Không cần thiết xem xét đến khi phân tích tấm vỏ.

[2] Yếu tố 0.9 được áp dụng cho hệ số áp lực đất theo phương ngang theo phụ lục 1, Tập 4, Hướng dẫn thiết kế kỹ thuật, gói thầu 1b, Xây dựng đoạn ngầm từ KM 0+615 đến KM 2+360, dự án tuyến đường sắt đô thị thành phố Hồ Chí Minh.

Bảng 3-8 Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng cho thao tác tấm và kiểm tra mối nối

(theo Tập 4 – Quy định thiết kế tổng quát cho CP1b Phụ lục 1)

Load Case	1 Segment Demoulding Check	2 Segment Stacking Check	3 Lifting of Segment Lining	4 Circumferential Joint Check (TBM Shoving Force)	5 Spalling of Joint	6 Bolt Capacity Check to Compress Gasket	7 Radial Joint Check
Dead Load	1.50	1.50	1.50				Force envelope from structural model results (ULS)
Primary Grout Pressure							
Secondary Grout Pressure							
Thrust Force of Jacks				1.10			
Gasket Closure Force					1.30 (Force envelope from Gasket Design)	1.00 (Force envelope from Gasket Design)	

Ghi chú: Dựa trên đánh giá an toàn, Tính toán theo tiêu chuẩn đường cao tốc, khi tiêu chuẩn 1.0 là yếu tố an toàn. Thiết kế thiên về an toàn 1.3 được giả định trong trường hợp mối nối bị vỡ.

3.3.1 Tải thường xuyên

Tải thường xuyên bao gồm: tĩnh tải, tải đất phương đứng, tải đất phương ngang, áp lực nước ngầm và tải tòa nhà.

3.3.1.1 <u>Tĩnh tải (G)</u>

Đối với tính toán tĩnh tải trọng lượng đơn vị sau được áp dụng:

Bảng 3-6 Tổng hợp tĩnh tải và tải tác dụng

Loại tải	Mô tả	Trọng lượng đơn vị
Tĩnh tải	Trọng lượng BTCT	26,0 kN/m^3
	Trọng lượng thép	78,5 kN/m^3

Trọng lượng đơn vị thiết kế của vỏ hầm là 26 kN/m^3, để xem xét tĩnh tải bê tông, tĩnh tải tác dụng của tải chống thấm, tải hoàn thiện và tải láng nền.

3.3.1.2 <u>Tải tác dụng (Q)</u>

<u>Phụ tải chung (Q1)</u>

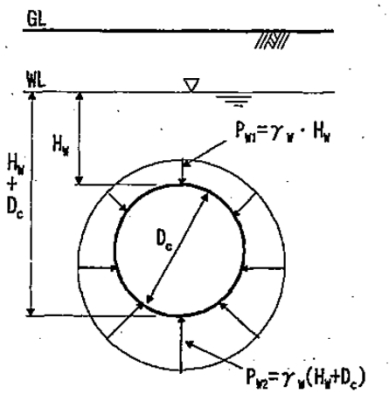
Tải phân bố đều thực tế được ước tính khi đường hầm ở bên dưới hoặc ở trong vùng ảnh hưởng của tòa nhà hiện hữu (15kPa cho mỗi tầng). **Phụ lục D** thể hiện hồ sơ móng tòa nhà trong vùng ảnh hưởng. Giá trị phụ tải 90kPa được áp dụng cho phân tích kết cấu vỏ hầm để cung cấp ảnh hưởng tòa nhà hiện hữu.

Hoat tải từ giao thông đường bộ (Q2)

Phụ tải trên mặt đất danh nghĩa 15 kPa được xem xét trong phân tích kết cấu cho tải giao thông.

3.3.1.3 Áp lực nước ngầm (GWP)

Theo báo cáo khảo sát thủy văn, mực nước dao động trong khoảng +3,12 m và -1,93 m. Ba trường hợp nước ngầm được xem xét trong phân tích kết cấu thiết kế vỏ. Áp lực nước phải được giả định tác dụng hướng tâm, như thể hiện trong Hình 0-5. Cả áp lực nước lớn nhất và áp lực nước nhỏ nhất phải được xem xét trong thiết kế. Các cao trình mực nước ngầm thiết kế thể hiện trong Bảng 3-.



Hình 0-5 Áp lực nước (từ DSRSC-ST)

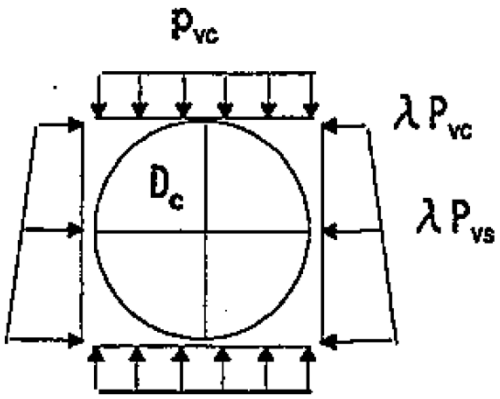
Bảng 3-10 Mực nước ngầm thiết kế đối với tầng ngậm nước bên trên của dự án HCMC Metro (CP-1b)

Mực nước ngầm thiết kế		**Ghi chú**
Điều kiện	**(GL & EL)**[1]	
Mực nước ngầm cao nhất	Mặt đất [2]	--
Mực nước ngầm thấp nhất	-1.93 m E.L.[3]	--
Mực nước lũ	+ 3.12 m E.L.[4]	Tần suất 0.333% (300 năm)

[1] Mực nước ngầm dựa trên báo cáo quan sát nước ngầm.
[2] Mặt đất tức là cao trình mặt đất hiện hữu của vị trí mặt cắt ngang cho phân tích kết cấu.
[3] E.L. cao trình tương ứng với mực nước biển trung bình.
[4] Mực nước lũ được xác định theo Báo cáo khảo sát thủy văn (phiên bản D).

3.3.1.4 Tải trọng đất (E)

Áp lực đất tác dụng lên hầm bao gồm áp lực đất phương đứng và áp lực đất phương ngang. Với hầm nông, áp lực đất đắp bên trên toàn phần được sử dụng do toàn bộ hầm nông được chôn trong đất cát với SPT-N < 10 Bảng 8 DSRSC-ST). Mặt khác, áp lực đất rời được chọn trong phân tích hầm sâu với SPT-N > 10. Chi tiết về áp lực đất áp dụng được trình mày trong mô tả phân tích Plaxis trong mục 4.



Hình 0-6 Áp lực đất phương đứng và ngang tác dụng lên hầm (theo Hình 9 DSRST-ST)

Áp lực đất phương đứng (Ev)

Khi áp dụng, áp lực đất được tính sử dụng phương pháp áp lực rời của Terzaghi theo Bảng 5.2.1 DSRSC-ST.

Bảng 3-7 Đánh giá cường độ các hằng số đất được sử dụng để tính áp lực đất rời (theo Bảng 5 DSRSC-ST)

Type of soil	Internal friction angle ϕ(°)		Cohesion c (kN/m^2)	
	When evaluated by a triaxial test	When evaluated based only on the N value	When evaluated by a triaxial test	When evaluated based only on the N value
Sandy soil (15<N)	A safe value is set considering number and scattering of data	ϕ=0.9 (0.3N+27) (0.9 is the reduction coefficient)	c=0.5c_{test} (0.5 is the reduction coefficient)	0
Sandy soil (10<N≦15)		0		
Sandy soil (0<N≦10)	Total overburden earth pressure is the design earth pressure, without using the loosening earth pressure.			
Cohesive soil (8<N)	0	0	c=0.5c_{test} (0.5 is the reduction coefficient)	c=0.5 (N/16) (0.5 is the reduction coefficient)
Cohesive soil (4<N≦8)				0
Cohesive soil (0<N≦4)	Total overburden earth pressure is the design earth pressure, without using the loosening earth pressure.			

* c_{test} is a value obtained considering the number and scattering of data from the test results.

Công thức Terzaghi tính áp lực đất rời phương đứng tại đỉnh hầm (mục 5.2 DSRSC-ST) được thể hiện bên dưới:

$$p_{vc} = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_o\ tan\emptyset}\left(1 - e^{-K_o tan\emptyset.H/B_1}\right) + p_o e^{-K_o tan\emptyset.H/B_1}$$

$$B_1 = \frac{D_c}{2}\cot\left(\frac{45^o + \emptyset/2}{2}\right)$$

Trong đó

p_{vc}	: Áp lực rời tác dụng lên đỉnh hầm (tải thiết kế), kN/m^2
K_o	: Hệ số áp lực phương ngang và phương đứng;
ϕ'	: Góc ma sát hữu hiệu, độ;
γ	: Trọng lượng đơn vị của đất, kN/m^3;
p_o	: Phụ tải, kN/m^2;
c	: lực dính của đất, kN/m^2;
$2B_1$	: Bề rộng bị rời của đất tại đỉnh hầm, m;
H	: Lớp bảo vệ hầm, m; và
D_c	: Đường kính của hầm khiên đào, m.

Các đặc trưng đất kiến nghị trong Bảng 3-4 phải được lựa chọn cho xác định áp lực rời. Áp lực đất phương đứng tại đường sườn hầm có được bằng công thức sau mục 5.2 DSRSC-ST.

$$p_{vs} = \frac{B_1(\gamma - cB_1)}{K_o\ tan\emptyset}\left(1 - e^{-K_o tan\emptyset.R_c/B_1}\right) + p_{vc} e^{-K_o tan\emptyset.R_c/B_1}$$

$$\frac{B_1(\gamma - cB_1)}{K_o\ tan\emptyset}\left(1 - e^{-K_o tan\emptyset.R_c/B_1}\right) = 0, if\ \frac{B_1(\gamma - cB_1)}{K_o\ tan\emptyset}\left(1 - e^{-K_o tan\emptyset.R_c/B_1}\right) < 0$$

$$R_c = D_c/2$$

Áp lực đất phương đứng tác dụng tại đáy hầm (lực hướng lên) được giả định là tương tự như tác dụng tại đỉnh hầm.

Áp lực đất phương ngang (Eh)

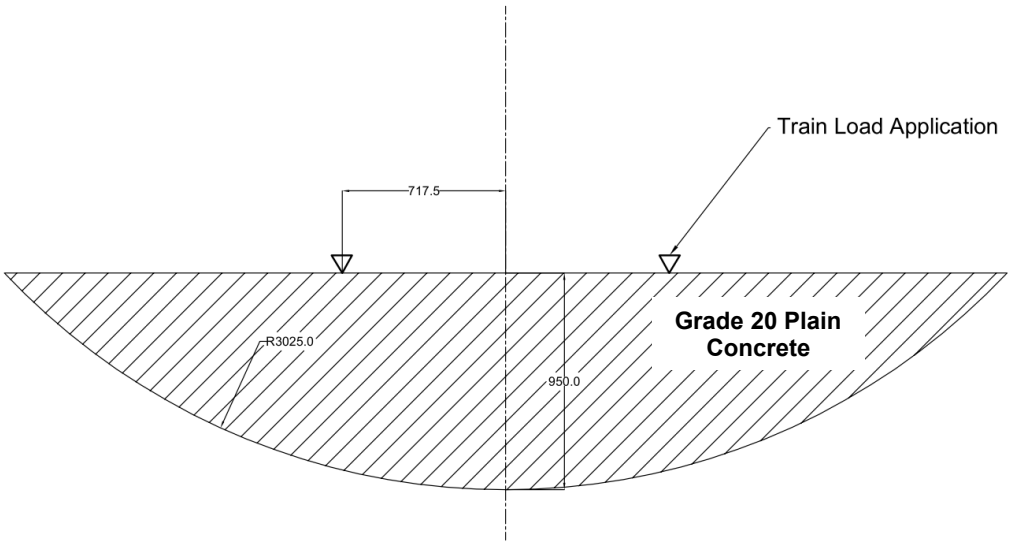
Áp lực đất phương ngang tác dụng lên hầm được lấy như áp lực đất phương đứng tác dụng lên hầm nhân với hệ số áp lực đất phương ngang λ chỉ định trong Bảng 3-8. Trong tính toán thiết kế áp dụng λ = 0.5

Bảng 3-8: Hệ số áp lực đất phương ngang λ (theo Bảng 4 DSRSC-ST)

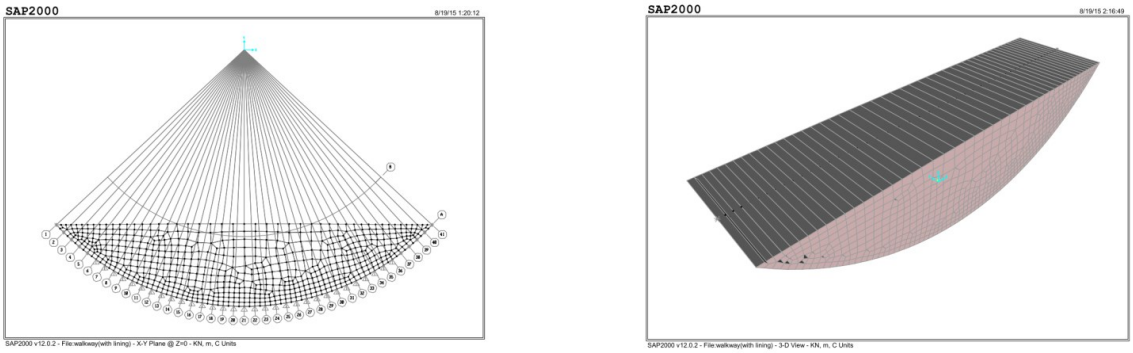
Handling of soil and water	Type of soil		λ	Approx. N value
Separated soil and water	Sandy soil	Extremely dense	0.45	30≦N
		Dense	0.45～0.55	15≦N<30
		Moderate, loose	0.50～0.60	N<15
Integrated soil and water	Cohesive soil	Consolidated	0.35～0.45	25≦N
		Hard	0.45～0.55	8≦N<25
		Moderate	0.55～0.65	4≦N<8
		Soft	0.65～0.75	2≦N<4
		Extremely soft	0.75	N<2

3.3.1.5 Tải đường ray

Tải đường ray tác dụng lên đường hầm sinh ra ảnh hưởng xấu nhất được xem xét. Theo yêu cầu kỹ thuật thiết kế mục 12.2.1, tải trọng đường ray được xem xét là 16T dưới hai bánh, tức là 8T/bánh (xem Hình 0-7). Khoảng cách nhỏ nhất của trục tàu là 2100mm. Do đó, không có tải lớn hơn 16T tác dụng xuống một phân đoạn vỏ rộng 1,2 m.

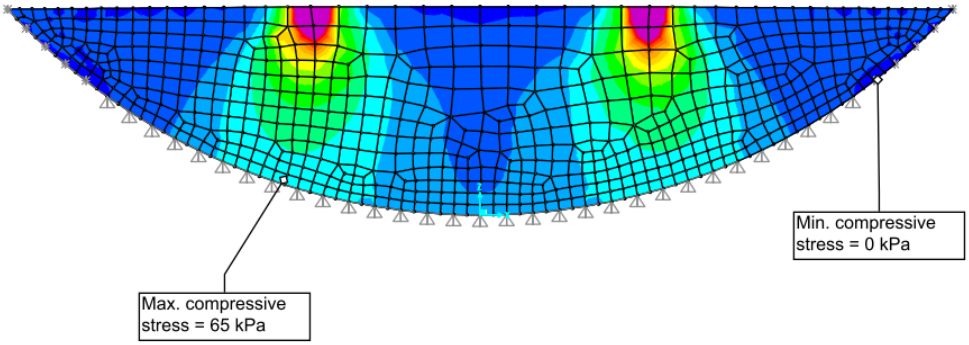


Hình 0-7 Vị trí áp dụng tải trọng tàu

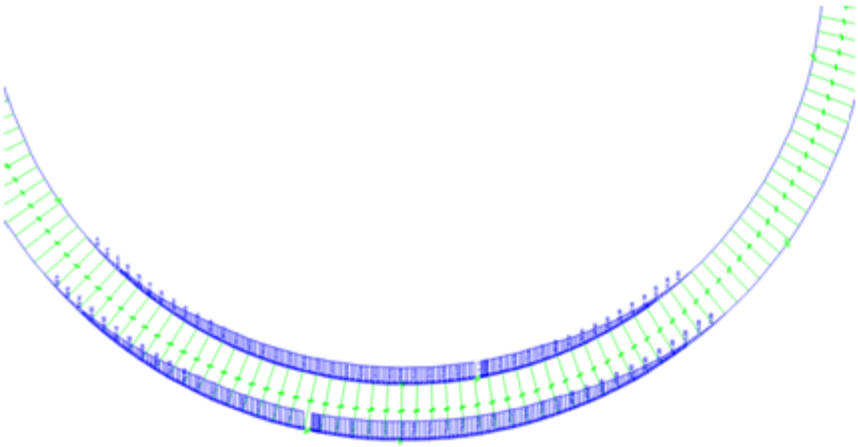


Hình 0-8 Mô hình SAP2000.

Một mô hình kết cấu SAP2000 được sử dụng để xác định phân bố tải trọng tại mặt bên trong của vỏ hầm. Hình 0-7 và Hình 0-8 lần lượt thể hiện bố trí hầm và mô hình SAP2000.



Hình 0-9 Phân bố ứng suất trong bê tông khối dưới đường đi bộ.



Hình 0-10 Kết hợp ứng suất đường ray trong mô hình thiết kế vỏ.

.

3.3.2 Các tải thi công

3.3.2.1 Tải trong tạm thời trong quá trình thao tác và lắp dựng

Là một phần từ ngoại lực thường xuyên, vỏ hầm cũng là đối tượng chịu tải tạm thời gây ra bởi thao tác các đốt hầm trong giai đoạn thi công, bao gồm tháo ván khuôn, nhấc lên, xếp chồng tại kho, lắp ráp. Dựa trên các phương pháp thao tác và lắp dựng, việc kiểm tra các ứng suất tạm thời phải được tiến hành để đảm bảo những ứng suất tạm thời này có thể được thỏa mãn. Nếu có bất kỳ bổ sung cốt thép nào, nó phải được thiết kế và bổ sung cho cốt thép thường xuyên **Phụ lục P**.

3.3.2.2 Tải phun vữa

a. Phun vữa chính (Phun khoảng trống phía sau)

Theo chương 5.7 của DSRSC-ST, áp lực vữa nên là 0.1 MPa cộng thêm áo lực nước. Để thiên về an toàn, tấm vỏ nhìn chung được thiết kế để chống lại áp lực phun vữa lớn nhất tương đương với áp lực nước lớn nhất cộng với 1,5 bar (150 kPa) và 0,5 bar (50 kPa) lần lượt cho mặt cắt sâu và nông xem xét một hệ số tải trọng phù hợp. Các giá trị đã được thảo luận với Nhà thầu và cũng phù hợp với các giá trị kiến nghị trong DSRSC-ST.

b. Phun vữa thứ cấp

Áp lực phun vữa lớn nhất của 450 kPa được chọn trong thiết kế. Việc kiểm tra kết cấu cho việc phun vữa thứ cấp được trình bày trong **Mục Error! Reference source not found.** của báo cáo.

3.3.2.3 Lực đẩy từ máy khoan

Tải đẩy trên diện tích chu vi của lớp vỏ hầm đúc sẵn, từ máy khoan, phải được xem xét trong thiết kế tấm vỏ hầm. Lực lớn nhất cho mỗi lần đẩy mũi khoan là 44000 kN cung cấp bởi đội thi công và đã được xác nhận của nhà sản xuất. Lực này sẽ được xem xét Kiểm tra mối nối phan đoạn I như thể hiện trong **Mục 78.1**.

3.3.2.4 Đóng khe tấm

Để khẳng định độ kín nước của các tấm vỏ, trám khe tấm phù hợp phải được lựa chọn và kiểm tra với độ mở tấm và giá trị bù trám khe. Lực đẩy tác dụng lên tấm trong giai đoạn thi công, khoảng hở ban đầu giữa các tấm sẽ được giảm xuống 0 mm. Kiểm tra thiết kế liên quan được tiến hành tại giai đoạn thi công. Hơn nữa, kín nước của trám trong dài hạn cũng được đưa khoảng hở cho phép vào kiểm tra. Kiểm tra đóng cho tram hút nước sẽ được thảo luận trong **Mục 910.3**.

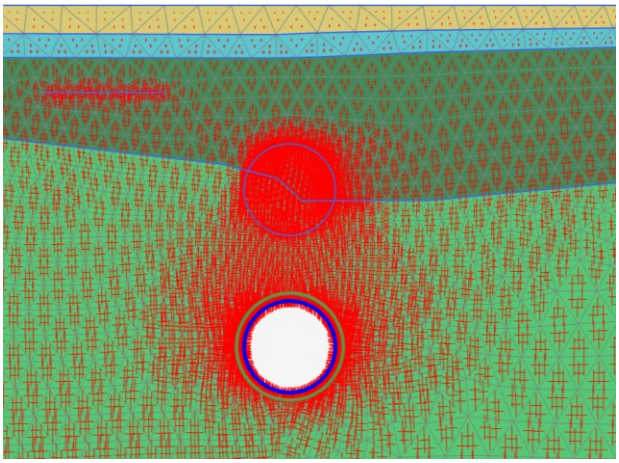
4. TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG

4.1 Tải trọng thiết kế cơ bản

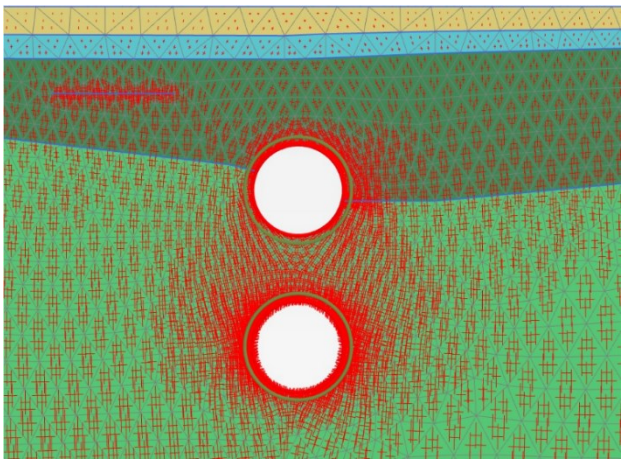
Các chứng minh về điều kiện áp lực đất (nền rời, áp lực đất đắp toàn phần) dựa trên nghiên cứu FEM (Phân tích Plaxis 2012). Theo JSCE, điều kiện nền rời có thể giả định nếu có cung đất bên trên hầm. Nếu không, áp lực đất đắp toàn phần sẽ được dùng như là giả định thiết kế. Kết quả tổng hợp trong Bảng 4-1, kết quả đầu ra trực tiếp mà không cần giải thích theo phương pháp Plaxis được thể hiện trong Hình 4-1 và Hình 4-2. Dấu chéo đỏ là minh họa cho các hướng áp lực cơ bản và độ lớn của chúng tại một điểm cụ thể.

Bảng 4-1 Tóm tắt của kết quả phân tích sử dụng phương pháp FEM (Plaxis) trên Cung đất và phân phối áp lực đất.

Kết quả phân tích		
Hình số	**Giai đoạn xây dựng**	**Ghi chú**
Hình 4-1	Sau khi lắp đặt vỏ EBT	Sự biểu hiện độ lớn và hướng của ứng suất chính tại các địa điểm khác nhau sau khi xây dựng EBT
Hình 4-2	Sau khi lắp đặt vỏ WBT	Sự biểu hiện độ lớn và hướng của ứng suất chính tại các địa điểm khác nhau sau khi xây dựng WBT



Hình 4-1 Phân tích kết quả của hướng áp lực chính và độ lớn sau khi lắp đặt vỏ hầm EBT.



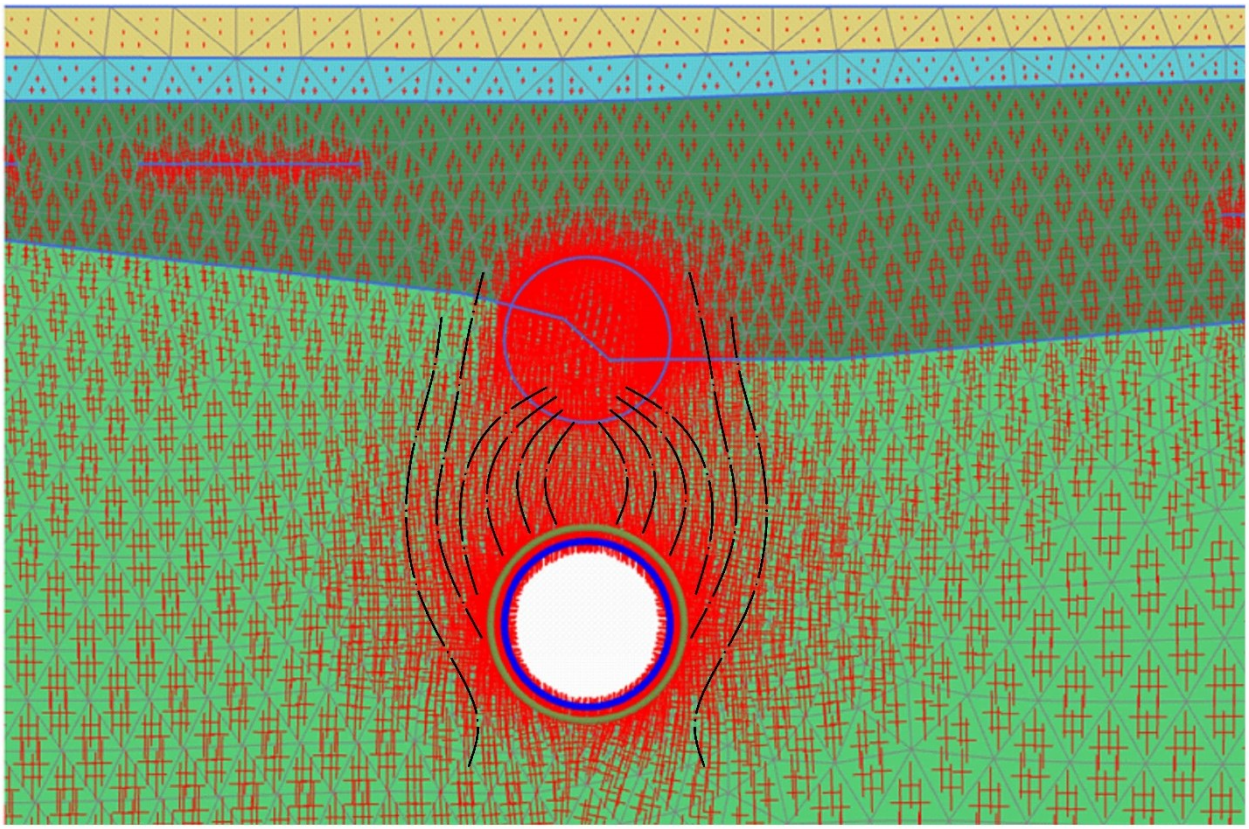
Hình 4-2 Phân tích kết quả của hướng áp lực chính và độ lớn sau khi lắp đặt vỏ hầm WBT.

Phần diễn giải kết quả đầu ra FEM trên đây trình bày trong hình 4-3 tới hình 4-5. Ngoài ra, bảng 4-2 tóm tắt kết quả chính.

Bảng 4- Tổng hợp các Hình (Sự giải thích) và Kết quả của FEM (Plaxis) nghiên cứu trên đất cung và Áp lực đất phân bổ.

Diễn giải				
Hình	**Giai đoạn thi công**	**Định giá của hướng áp lực chính liên quan tới**	**Vòm đất phía trên**	**Thiết kế giả định về áp lực đất**
Hình 4-3	Sau khi lắp đặt vỏ EBT	Chỉ có EBT	Vòm đất hoàn tất	EBT – Đất rời
Hình 4-4	Sau khi lắp đặt vỏ WBT	Chỉ có WBT	Vòm đất lộ ra nhiều	WBT – Đất đắp trên toàn phần

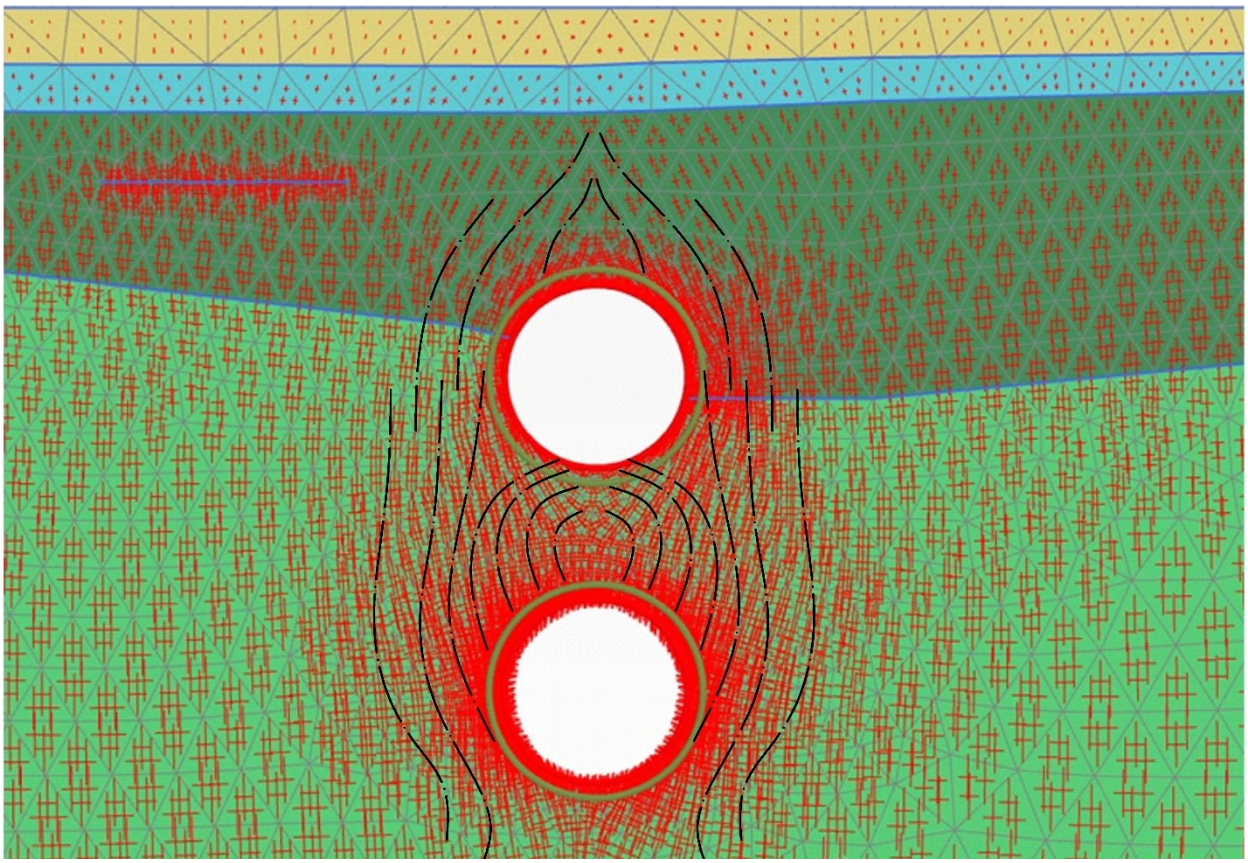
Trong điều kiện đất rời, áp lực chính ban đầu sẽ theo phương dọc. Tuy nhiên, định hướng của ứng suất chính tại địa điểm khác nhau cho thấy sự hiện diện của vòm đất phía trên sau khi thi công EBT (Hình 4 1). Hình 4 3 là minh họa vòm đất phái trên dựa trên nghiên cứu về hướng áp lực chính. vòng màu cam, đại diện cho đất rời ảnh hưởng đến đường hầm, minh họa bởi các nhà thiết kế và các mũi tên màu cam thể hiện vòm đất. Do sự hiện diện của vòm đất phía trên lộ ra hoàn toàn, áp lực đât rời có thê được giả định trong quá trình đào EBT.



Hình 4-3: Minh họa của vòm đất phía trên trong trường hợp EBT (trình bày kết quả FEM)

Các điều kiện áp lực đất của WBT được nghiên cứu: do vị trí tương đối nông và sự hiện diện của đất rời, vòm cong chỉ lộ ra một phần quanh WBT . Vì vậy, áp lực đất đắp trên toàn phần được sử dụng cho WBT thiên về an toàn.

Hình 4-4 (sử dụng kết quả Plaxis trình trong hình 4-2) thể hiện ảnh hưởng của áp lực đất phân phối quanh EBT do thi công WBT.
Trong trường hợp phân tính dài hạn, 30% phần trăm giãn được giả định trong quá trình khoan hầm, cuối cùng vỏ hầm được mô phỏng.
Với giải thích như trên, ảnh hưởng của WTB lên EBT đã được kiểm tra chi tiết. Phân tích chỉ ra rằng khi đào WBT, phần đất ảnh hưởng lên EBT mở rộng ra nhưng không ảnh hưởng nhiều. Cũng do đào WTB, đất rời ảnh hưởng lên EBT được đưa vào và ảnh hưởng tới các tính toán.



Hình 4-5 Áp lực đất phân bố do thi công WBT

Hơn nữa, đường bao phá hoại Mohr-Coulomb được sử dung để đánh giá kết nối đất tương đối của EBT là đàn hồi hay dẻo. Trong phân tích này, 8 điểm được sử dụng (Điểm A-H), sự sắp xếp này được thể hiện trong Hình 4-6. Hình 4-7 và 4-9 thể hiện Mohr-circles liên quan đến điều kiện ngắn hạn quan trọng. Có thể kết luận các điểm ứng suất này đàn hồi. Hình 4-8 và 4-10 minh họa điều kiện dài hạn quan trọng. Trạng thái của những điểm này cũng đàn hồi.

Từ những kết quả dưới đây cho thấy nền đất xung quanh EBT vẫn còn đàn hồi, không cần phải thay đổi hoặc điều chỉnh các giá trị lò xo đất trong FEM

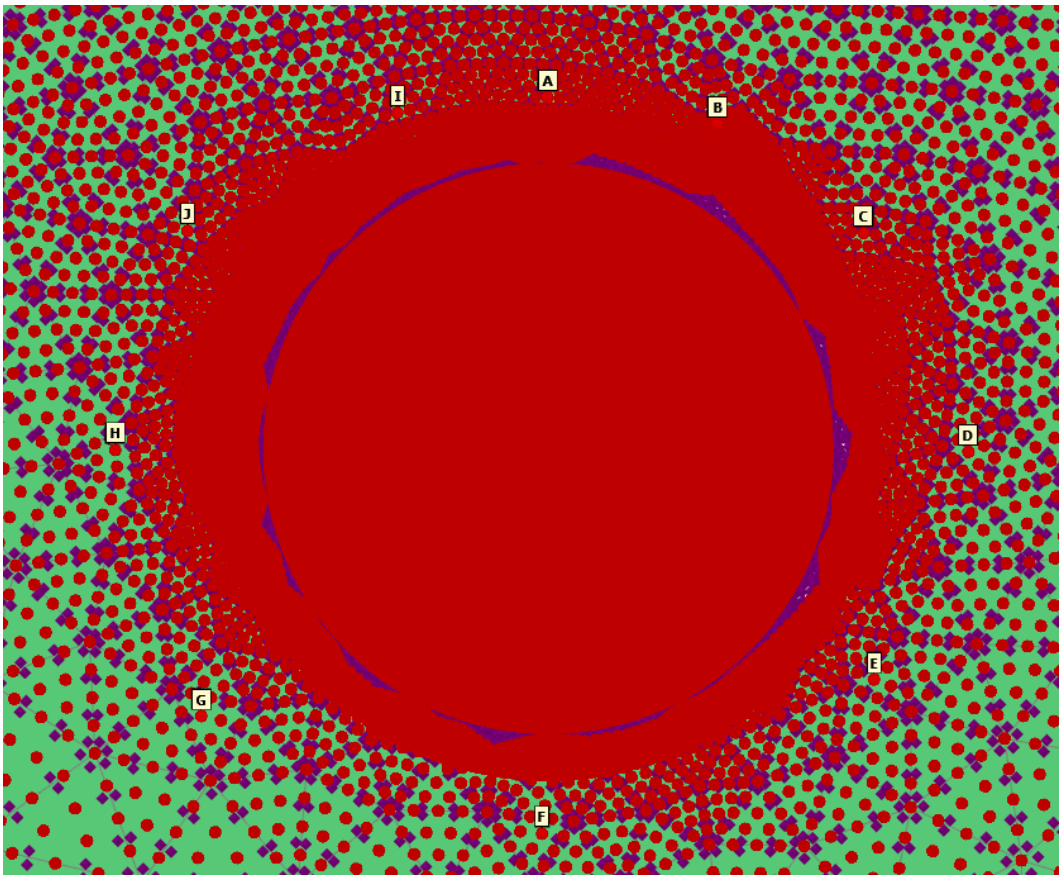


Figure 4-2 8 stress points selected in Plaxis (Point A-H)

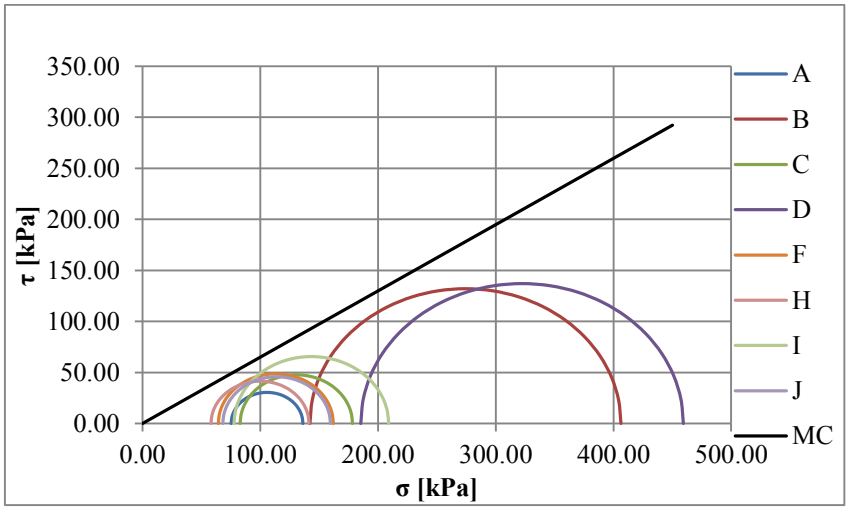


Figure 4-3 Mohr-Coulomb failure criteria and Mohr's circle of evaluated points (Stage 4a) - Short-term

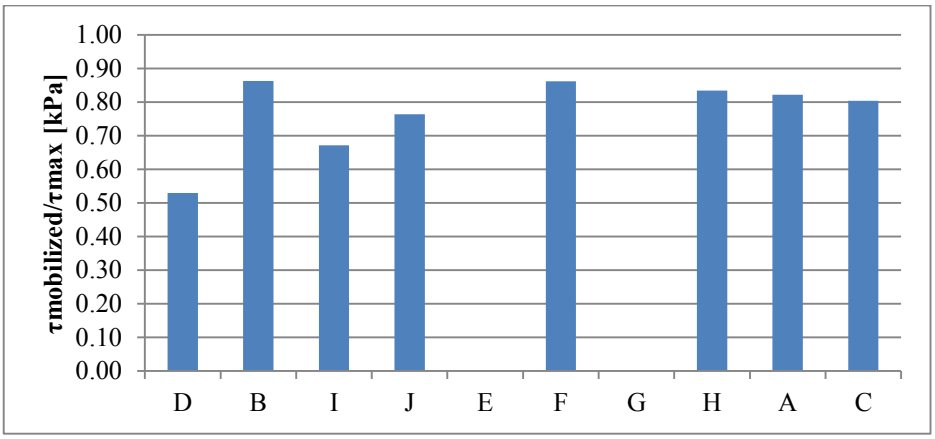


Figure 4-4 Factor of safety as a funcion of mobilized versus maximum available shear strength (Stage 4a) - Short-term

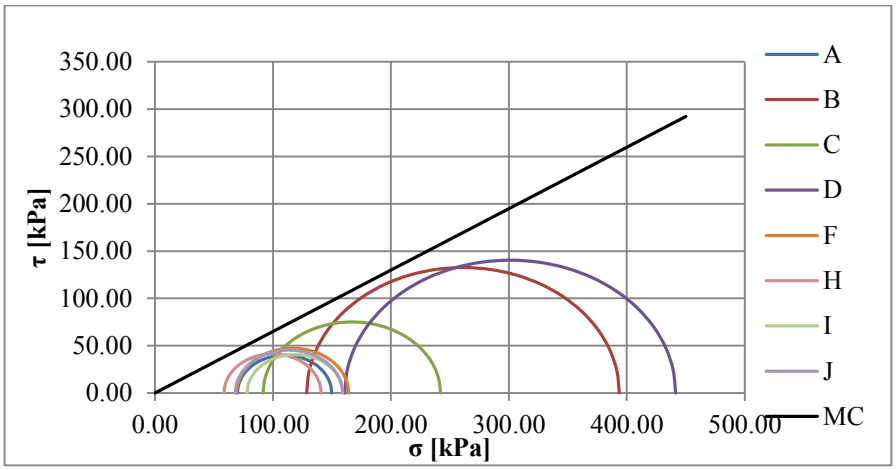


Figure 4-5 Mohr-Coulomb failure criteria and Mohr circle of evaluated points (Stage 5) - Long-term

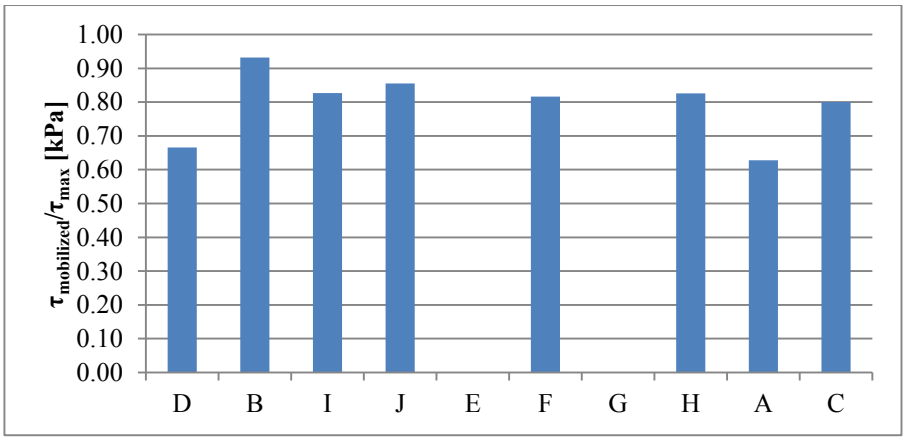


Figure 4-6 Factor of safety as a funcion of mobilized versus maximum available shear strength (Stage 5) - Long-term

Khi tính toán áp lực đất cho sáu mặt cắt quan trọng nhất chỉ ra trong Bảng 3-2 được cho bởi Phụ lục G trong báo cáo này. Áp lực đất đắp toàn phần và áp lực đất rời được sử dụng tùy thuộc vào độ sâu của hầm và điều kiện đất như DSRSC-ST.

- Trường hợp 1: Mặt cắt A-A WBT dưới mức Mực nước ngầm thấp: Áp lực đất đắp toàn phần.
- Trường hợp 2: Mặt cắt B-B WBT dưới mức Mực nước ngầm thấp: Áp lực đất đắp toàn phần.
- Trường hợp 3: Mặt cắt C-C WBT dưới mức Mực nước ngầm thấp: Áp lực đất đắp toàn phần.
- Trường hợp 4: Mặt cắt B-B EBT dưới mức Mực nước ngầm thấp: Áp lực đất rời.
- Trường hợp 5: Mặt cắt B-B EBT dưới mức Mực nước ngầm cao: Áp lực đất rời.
- Trường hợp 6: Mặt cắt B-B EBT dưới mức Mực nước lũ: Áp lực đất rời.

Bảng 4-3 và Bảng 4- tóm tắt tải trọng thiết kế cơ bản trong mô hình cho đường hầm phía Tây và đường hầm phía đông.

Bảng 4-1 Tải trọng thiết kế cơ bản đường hầm phía Đông (EBT)

Mặt cắt	Đầu vào thiết kế	Mực nước thấm	Mực nước cao	Mực nước lũ
B-B	Cao trình mặt đất	2.73 m E.L.		
	Mực nước	-1.93 m E.L.	2.73 m E.L.	+3.12 m E.L.
	Đât đắp lớn nhất (m)	22.27	22.27	22.27
	Áp lực đất chiều dọc (bao gồm phụ tải) (kPa)	126.22	110.05	104.74
	Áp lực đất theo phương ngang tại đỉnh (kPa)	63.11	55.02	52.37
	Áp lực đất theo phương ngang tại đáy(kPa)	63.11	55.02	52.37
	Áp lực nước tại đỉnh (kPa)	172.36	218.08	221.90
	Áp lực nước tại đáy(kPa)	237.60	283.31	287.14
	Trọng lượng bản thân (kN/m^2, $\gamma_c \times A$)	7.80	7.80	7.80
	Hệ số áp lực đất phương ngang (dựa trên Bảng 3-11)	0.50	0.50	0.50

Bảng 4-4 Tải trọng thiết kế cơ bản đường hầm phía Tây (WBT)

Mặt cắt	Đầu vào thiết kế	Mực nước thấp nhất
A-A	Chiều dày đất (m)	8,4
	Tải trọng nền (đất đắp toàn phần) (kPa)	135,2
	Áp lực đất phương ngang tại đỉnh (kPa)	67,6
	Áp lực đất phương ngang tại đáy (kPa)	103,1
	Áp lực nước tại đỉnh (kPa)	37,96
	Áp lực nước tại đáy (kPa)	103,20
	Trọng lượng bản thân (kPa)	7,8
	Hệ số áp lực đất phương ngang	0,50
B-B	Chiều dày đất (m)	9,9
	Tải trọng nền (đất đắp toàn phần) (kPa)	152,9
	Áp lực đất phương ngang tại đỉnh (kPa)	76,4
	Áp lực đất phương ngang tại đáy (kPa)	112,0
	Áp lực nước tại đỉnh (kPa)	51,70
	Áp lực nước tại đáy (kPa)	116,94
	Trọng lượng bản thân (kPa)	7,8
	Hệ số áp lực đất phương ngang	0,50
C-C	Chiều dày đất (m)	9,01
	Tải trọng nền (đất đắp toàn phần) (kPa)	136,9
	Áp lực đất phương ngang tại đỉnh (kPa)	68,5
	Áp lực đất phương ngang tại đáy (kPa)	104,0
	Áp lực nước tại đỉnh (kPa)	48,76

	Áp lực nước tại đáy (kPa)	113,99
	Trọng lượng bản thân (kPa)	7,8
	Hệ số áp lực đất phương ngang	0,50

4.2 Ảnh hưởng kết cấu tòa nhà hiện hữu

Đường hầm đề xuất chạy qua khu đô thị; tại một số đoạn cụ thể nhà cao tầng ảnh hưởng các điều kiện tải trọng và thiết kế. Các mặt cắt thiết kế nguy hiểm được phân loại:

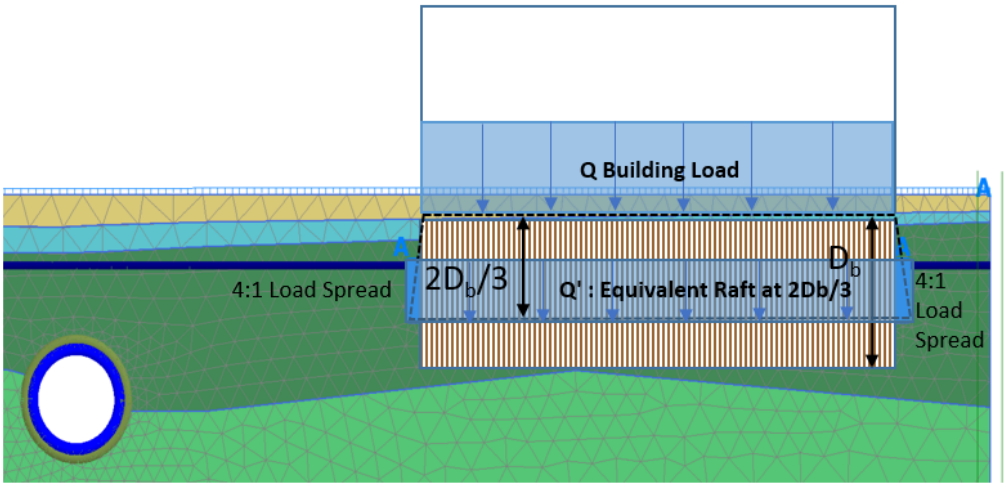
- Các tòa nhà cao tang có thể thấy ở hai bên tuyến đề xuất tại CH 0+980; tải tòa nhà lớn nhất tại CH 0+860;
- Tải tòa nhà không đối xứng cũng xác định tại CH 0+966, một tòa nhà 6 tầng năm tại phía đông của đường hầm và không có tòa nhà nào nằm ở phía tây.

Tính toán chi tiết của tải tòa nhà, thể hiện trong Hình 4-15 và hình 4-16, sẽ tìm thấy trong Phụ lục E.

Để xác định tải trọng bổ sung từ tác động các tòa nhà lên đường hầm phương pháp sau được sử dụng:

i. Hai mô hình Plaxis cho mặt cắt B-B (CH0+860) và mặt cắt C-C (CH0+980) được lập để đánh giá ứng suất thông thường bổ sung tại vỏ đường hầm bởi (1) tải trọng tòa nhà lớn nhất có móng nông tại mặt cắt B-B và (2) tải trọng tòa nhà không cân bằng lớn nhất tại mặt cắt C-C.

ii. Tải trọng tòa nhà được tính bằng 15kPa x số tầng của tòa nhà x chiều rộng tòa nhà / tổng chiều rộng móng. Việc lún một nhóm cọc nằm dưới lớp cát sâu cũng có thể được ước tính bằng khái niệm móng bè tương đương. Trong trường hợp này có thể được giả định, rằng móng bè tương đương nằm ở độ sâu 2D b /3 trong tầng cát với tải trọng lan tỏa 1:4 từ đường chu vi của nhóm.(Chi tiết của mẫu được giải thích trong Phụ lục E). Hình 4-11.

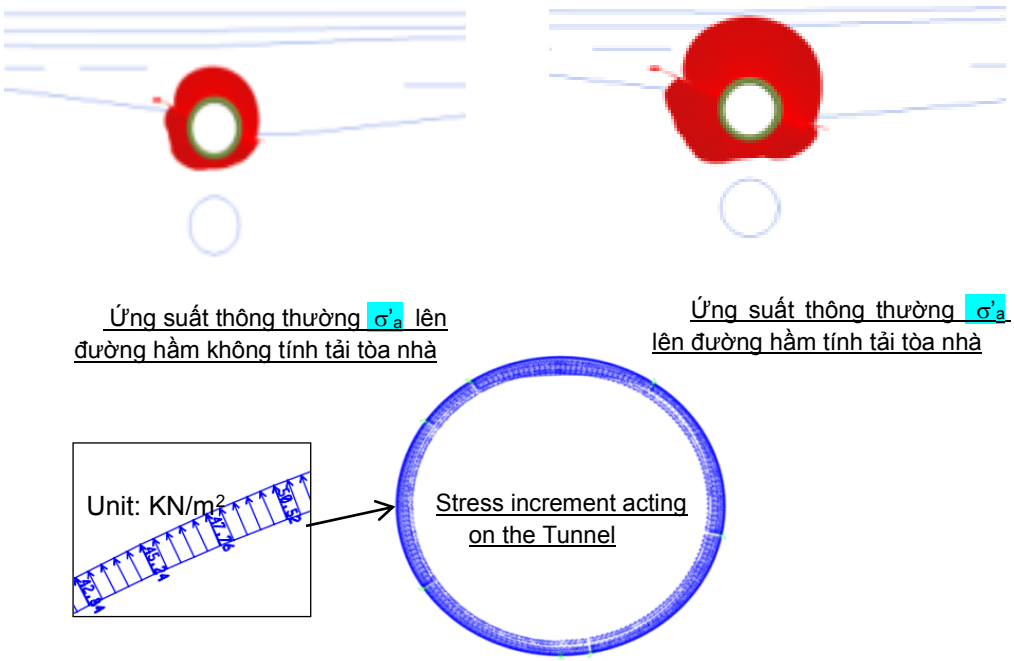


iii. Với mỗi mặt cắt, hai giai đoạn mô hình FEM được lập. Giai đoạn đầu là mô hình thi công cả 2 đường hầm phía Đông và phía Tây có tải tòa nhà hiện hữu. Giai đoạn hai là mô hình thi công đường hầm không có tải tòa nhà.

iv. Ứng suất bình thường hiệu quả của bề mặt giao tiếp lớp lót đường hầm được lấy từ 2 giai đoạn (σ_a' & σ_b'). Hình 4-1, phía trên bên trái, Hình 4-1, phía trên bên phải.

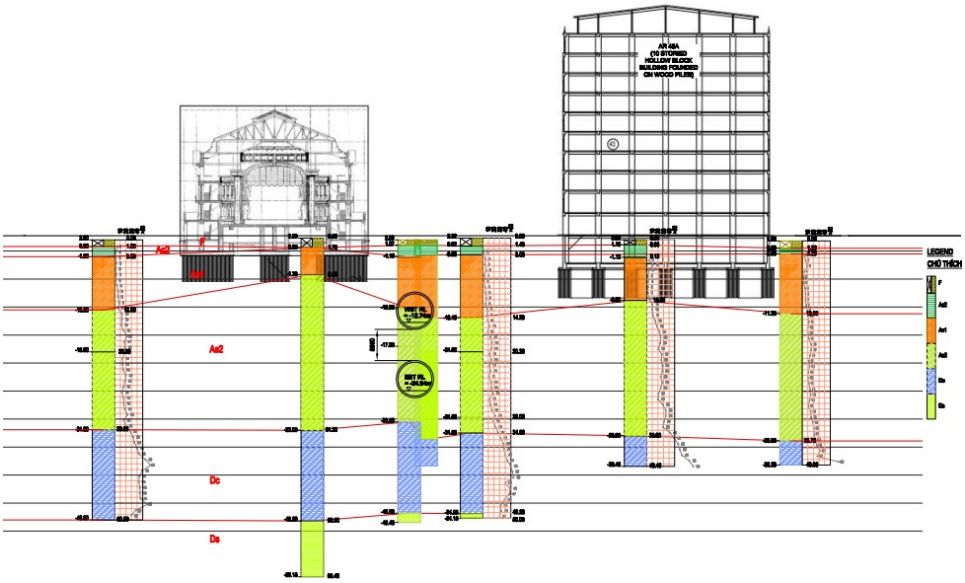
v. Sự khác nhau giữa $\sigma_b' - \sigma_a'$ được tính toán như ứng suất thông thường hiệu quả bổ sung (tức là ứng suất trục bổ sung) bởi tòa nhà hiện hữu, mô phỏng hầm khiên đào xuyên qua các tòa nhà. Ảnh hưởng có lợi gây ra bởi ứng suất theo hướng tiếp tuyến được bỏ qua khi lực dọc trục sẽ tăng do ứng suất theo hướng này.

vi. Ứng suất thông thường hướng trục bổ sung tác dụng như một trường hợp tải trọng (tải tòa nhà) trong mô hình kết cấu SAP2000.

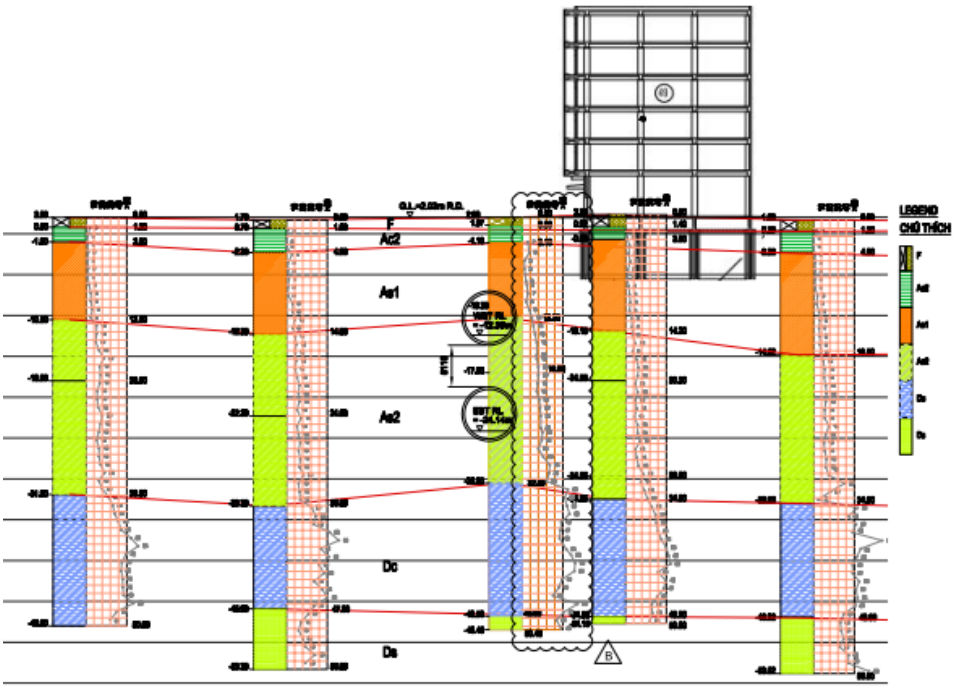


Hình 4-12 Minh họa quá trình tính toán: Ứng suất thông thường hiệu quả bổ sung tác dụng lên Vỏ Hầm (trong mô hình kết cấu SAP2000, đáy), Xác định bởi trên phân tích Plaxis

("Tải bổ sung": = "Có Tải tòa nhà" – "Không tải tòa nhà", đỉnh)

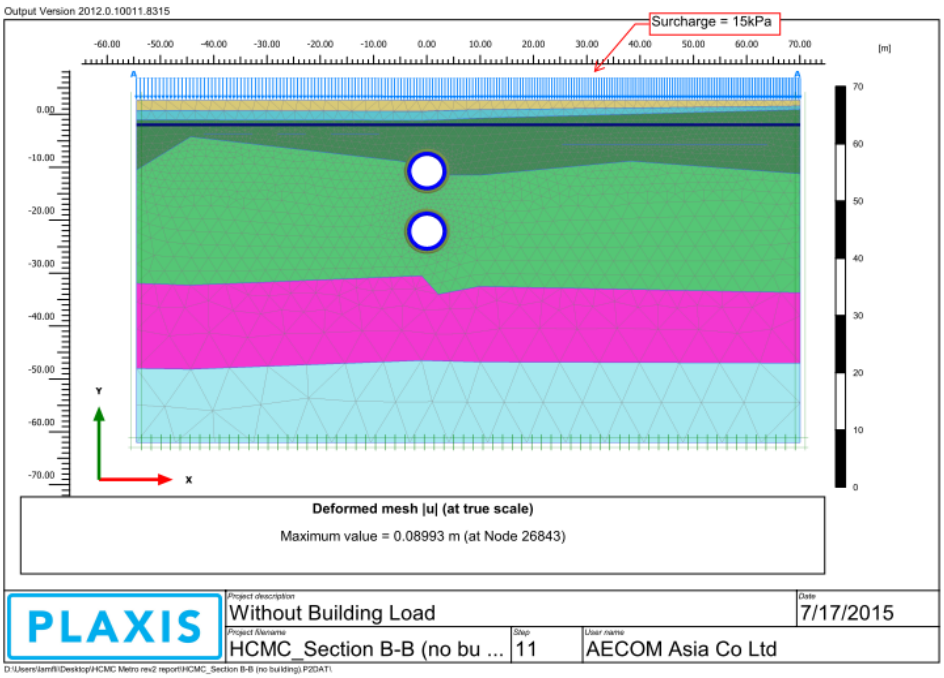


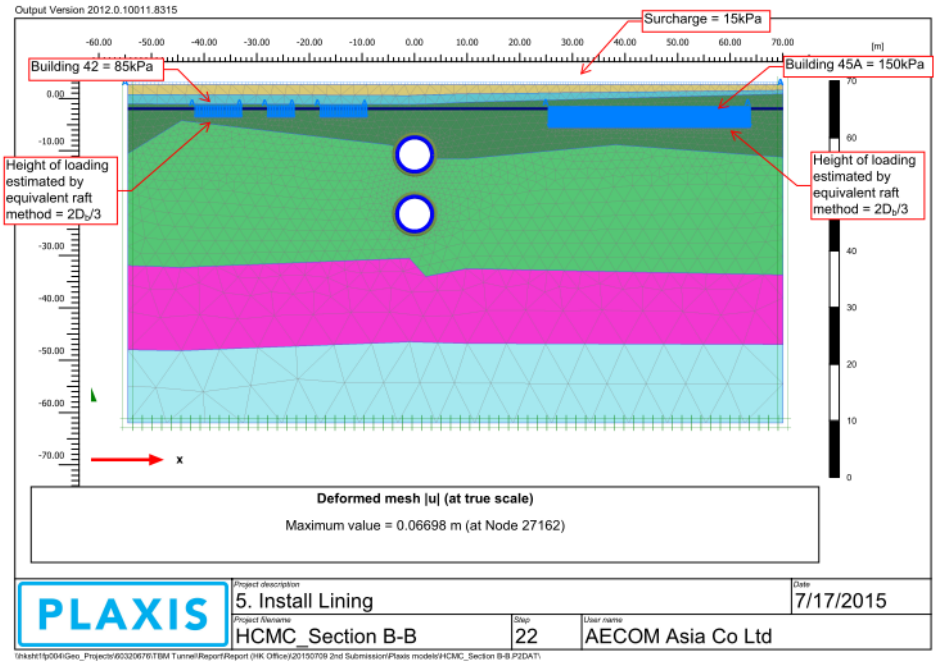
Hình 4-13 Mặt cắt địa chất B-B tại CH0+860 (Tải tòa nhà lớn nhất)



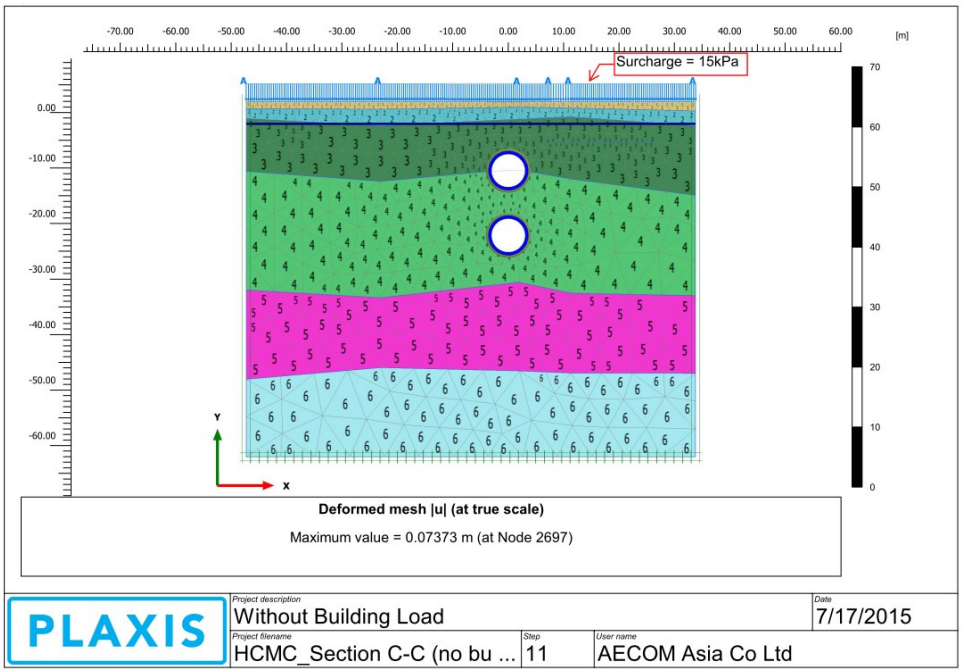
Hình 4-14 Mặt cắt địa chất C-C tại CH0+980 (Tải tòa nhà không cân bằng lớn nhất)

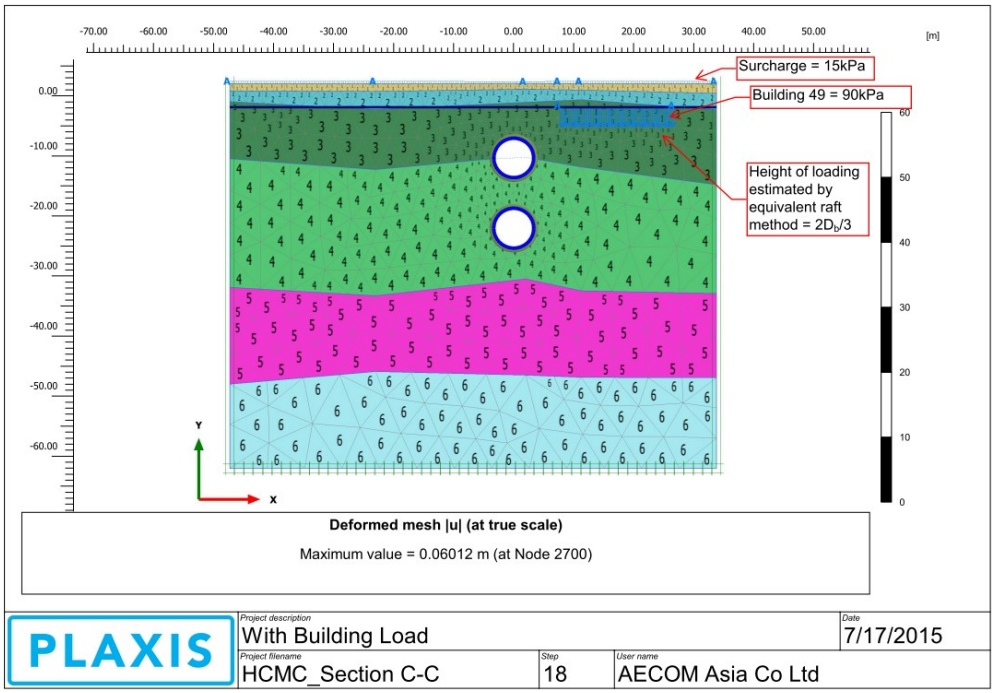
Các bước tang ứng suất do tải tòa nhà được coi là một phần của phân tích kết cấu sử dụng SAP2000.





Hình 4-15 Mô hình FEM (Plaxis 2D) tại mặt cắt B-B





Hình 4-16 Mô hình FEM (Plaxis 2D) tại mặt cắt C-C

Tải trọng bổ sung gây ra bởi tòa nhà được xem xét trong tổ hợp tải trọng trong **Error! Reference source not found.** và Table 3-5. Tổ hợp tải trọng được phân tích trong mô hình kết cấu Dầm-Lò xo được mô tả trong mục 5.

Cường độ vỏ hầm được kiểm tra theo Kết quả phân tích kết cấu SAP2000. Các tính toán tương ứng được thể hiện trong **Phụ lục J** và tổng hợp trong mục 7 của báo cáo.

4.3 Ảnh hưởng thi công hầm khiên đào đôi

Theo trình tự thời gian, việc thi công đường hầm tuyến phía Đông sẽ được tiến hành trước. Sau đó, đường hầm tuyến phía Tây sẽ được thi công. Việc thi công đường hầm tuyến phía Tây có thể ảnh hưởng trạng thái ứng suất của đất xung quanh tuyến phía Đông. Những thay đổi trong trạng thái ứng suất được nghiên cứu bằng phần mềm Plaxis 2D (bản 2012) để đảm bảo thiết kế an toàn trong mọi giai đoạn thi công. Ảnh hưởng thi công của đường hầm tuyến phía Tây lên đường hầm tuyến phía Đông được phản ánh trong báo cáo này là 'ảnh hưởng hầm đôi'. Mục tiêu của mô hình là truyền sự thay đổi ứng suất bình thường hiệu quả trong các thành phần bề mặt của vỏ đường hầm tuyến phía Đông do các giai đoạn thi công đường hầm tuyến phía Tây. Những thay đổi thu được có thể được đưa vào sau đó trong thiết lập mô hình kết cấu SAP 2000.

Bốn mô hình Plaxis 2D được thiết lập đại diện cho 4 mặt cắt ngang khác nhau phản ánh các mặt cắt địa chất, các tuyến hầm, các điều kiện tải trọng bề mặt … Các mặt cắt ngang được chọn là:

Bảng 4.5 Mặt cắt ngang được chọn

Mặt cắt	Lý trình	Các điều kiện
Mặt cắt A-A	Lý trình 1+400	Hầm đôi theo phương chéo
Mặt cắt B-B	Lý trình 0+860	Hầm đôi theo phương đứng
Mặt cắt C-C	Lý trình 0+980	Hầm đôi theo phương đứng
Mặt cắt D-D	Lý trình 1+550	Hầm đôi theo phương ngang

Các tính toán phản ánh các áp lực bề mặt được bố trí tác dụng trong quá trình thi công. Cả hai áp lực bề mặt giới hạn dưới và trên được xem xét trong các tính toán này. Các giá trị thiết kế của áp lực bề mặt được đưa ra bởi đội thi công từ SMJO, các chi tiết có trong **Error! Reference source not found.**8. Trường hợp các giá trị áp lực bề mặt không có sẵn tại các mặt cắt nghiên cứu cụ thể, nội suy tuyến tính được sử dụng. Theo đó, áp lực bề mặt tác dụng nhỏ nhất/lớn nhất như sau:

Bảng 4.6 Áp lực bề mặt Nhỏ nhất/Lớn nhất

Mặt cắt	Lý trình	Áp lực bề mặt giới hạn dưới	Áp lực bề mặt giới hạn trên
Mặt cắt A-A	Lý trình 1+400	0,107 MPa	0,169 MPa
Mặt cắt B-B	Lý trình 0+860	0,179 MPa	0,223 MPa
Mặt cắt C-C	Lý trình 0+980	0,160 MPa	0,203 MPa
Mặt cắt D-D	Lý trình 1+550	0,141 MPa	0,209 MPa

Giá trị giãn nở được xem xét dựa trên thông tin hướng dẫn kỹ thuật của dự án bao gồm cấu hình TBM và thông tin đất có sẵn.Theo kinh nghiệm của đội thi công, 30% giãn nở nền được giả định là có khả năng kiểm soát được trong thi công. Giãn nở nền 30% đạt được trong mô hình bằng việc sử dụng ΣM_{stage} giá trị 0,3 tại giai đoạn thi công liên quan tới đào đường hầm tuyến phía Tây

Để đưa ảnh hưởng mối nối tấm của đường hầm vào tính toán, độ cứng tương đương được lựa chọn. Theo JSCE số 23, độ cứng của đường hầm tuyến phía Tây được giảm với hệ số 0,8 (JSCE số 23, Mục 5.3.1).

Bảng 4-7 Giá trị độ cứng tương đương

Vật liệu hầm (Loại)	η	ζ
Thép	0.9	0.1
Bê tông cốt thép/ Composite	**0.8**	0.2
Composite	0.7	0.3

Table 4-2 Face Pressure of WBT at Different Tunnel Chainage

管理土圧計算表 (西側線)
Calculation of Shield Face Pressure Management (West Boundtrack)

			単位 Unit	Opera House 0+805 km	1+000 km	1+200 km	1+400 km	Ba Son 1+586 km
上限管理値 Upper Limit			Mpa	0.232	0.200	0.209	0.169	0.219
	(土被り) (Earth Covering)	h	m	15.0	15.0	14.0	14.0	14.0
	静止土圧 Stratified Pressure	P0	MPa	0.105	0.073	0.101	0.061	0.111
	静止土圧係数 Coefficient of Earth Pressure at Rest	K0		0.515	0.357	0.515	0.357	0.515
	上載荷重 Surcharge Load	q	MPa	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	Σγh		kN/m²	28.75	27.96	25.99	26.25	24.97
	表層の単位体積重量 Surface Layer Unit Weight	γ_t	kN/m³	20.40	20.40	20.40	20.40	20.40
	表層厚 Surface Layer Thickness	h_t	m	2.0	1.0	1.0	3.0	1.0
	Ac2層の単位体積重量 AC2 Layer Unit Weight	γ_{Ac2}	kN/m³	15.99	15.99	15.99	15.99	15.99
	Ac2層厚 AC2 Layer Thickness	h_{Ac2}	m	3.0	5.0	5.0	5.0	8.0
	As1層の単位体積重量 As1 Layer Unit weight	γ_{As1}	kN/m³	19.33	19.33	19.33	19.33	19.33
	As1層厚 As1 Layer Thickness	h_{As1}	m	10.0	9.0	8.0	5.0	5.0
	As2層の単位体積重量 As2 Layer Unit Weight	γ_{As2}	kN/m³	19.72	19.72	19.72	19.72	19.72
	As2層厚 As2 Layer Thickness	h_{As2}	m	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
	間隙水圧 Pore Water Pressure	Pe	MPa	0.10	0.10	0.08	0.06	0.05
	着目点の土の内部摩擦角 Internal Frictional Angle	ϕ	°	29	40	29	40	29
	地下水圧 Ground Water Pressure	Pw	MPa	0.11	0.11	0.09	0.07	0.09
	予備圧	α	MPa	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

			単位 Unit	Opera House 0+805 km	1+000 km	1+200 km	1+400 km	Ba Son 1+586 km
下限管理値 Lower Limit			Mpa	0.187	0.157	0.152	0.107	0.149
	(土被り) (Earth Covering)	h	m	15.0	15.0	14.0	14.0	14.0
	主働土圧 Active Earth Pressure	Pa	MPa	0.050	0.030	0.044	0.028	0.041
	主働土圧係数 Coefficient of Active Earth Pressure	Ka		0.347	0.217	0.347	0.217	0.347
	上載荷重 Surcharge Load	q	MPa	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	Σγh		kN/m²	13.75	12.96	11.99	12.25	10.97
	表層の水中単位体積重量 Surface Layer Submerged Unit Weight	γ_t	kN/m³	10.59	10.59	10.59	10.59	10.59
	表層厚 Surface Layer Thickness	h_t	m	2.0	1.0	1.0	3.0	1.0
	Ac2層の水中単位体積重量 AC2 Layer Submerged Unit Weight	γ_{Ac2}	kN/m³	6.18	6.18	6.18	6.18	6.18
	Ac2層厚 AC2 Layer Thickness	h_{Ac2}	m	3.0	5.0	5.0	5.0	8.0
	As1層の水中単位体積重量 As1 Layer Submerged Unit weight	γ_{As1}	kN/m³	9.52	9.52	9.52	9.52	9.52
	As1層厚 As1 Layer Thickness	h_{As1}	m	10.0	9.0	8.0	5.0	5.0
	As2層の水中単位体積重量 As2 Layer Submerged Unit Weight	γ_{As2}	kN/m³	9.91	9.91	9.91	9.91	9.91
	As2層厚 As2 Layer Thickness	h_{As2}	m	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
	間隙水圧 Pore Water Pressure	Pw	MPa	0.10	0.10	0.08	0.06	0.05
	着目点の土の内部摩擦角 Internal Frictional Angle	ϕ	°	29	40	29	40	29
	着目点の土の粘着力 Cohesion	c	MPa	0	0	0	0	0
	地下水圧 Ground Water Pressure	Pw	MPa	0.12	0.11	0.09	0.06	0.09
	予備圧	α	MPa	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

4.3.2 Ảnh hưởng của hầm đôi

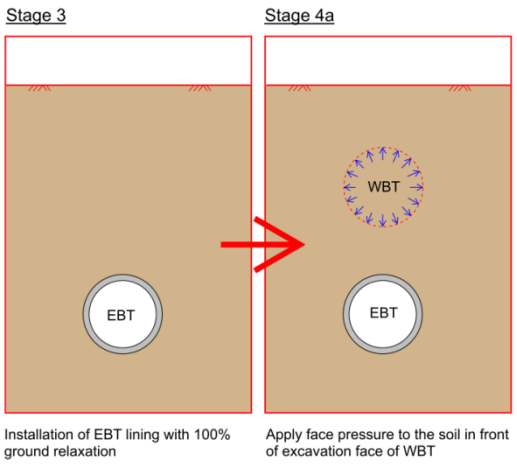
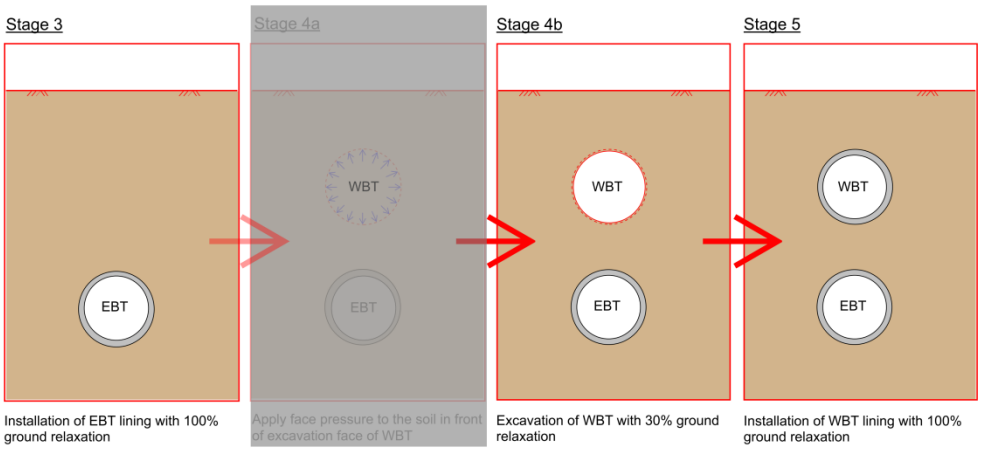
Lực vỏ hầm gây ra trên EBT qua nhiều giai đoạn khác nhau ảnh hưởng đáng kể trong và sau khi thi công WTB. Cả trong giai đoạn ngắn hạn (áp lực bề mặt của WBT) và dài hạn và (ứng suất giải phóng) được phân tích phù hợp để đánh giá thay đổi trên EBT.

Áp lực bề mặt đề cập trong Bảng 4-6 được phân tích Plaxis trước khi đào hầm thứ hai

Các bước phân tích (phân tích Plaxis 2D):

- Giai đoạn 1Phân tích ứng suất ban đầu
- Giai đoạn 2a: Áp dụng áp lực bề mặt lên bề mặt đào của hầm thấp hơn
- Giai đoạn 2b: Đào hầm thấp hơn với tỉ lệ giải phóng 30%)
- Giai đoạn 3: Lắp đặt vỏ hầm EBT (tỉ lệ giải phóng 100%)
- Giai đoạn 4a: Áp dụng áp lực bề mặt trên hầm tại mặt trước TBM không loại bỏ đất bề mặt đào (xem xét điều kiện ngắn hạn)
- Giai đoạn 4b: Đào hầm cao hơn với tỉ lệ giải phóng 30% (xem xét điều kiện dài hạn)
- Giai đoạn 5: Lắp đặt của vỏ hầm WBT(tỉ lệ giải phóng 100%)

Điều kiện ngắn hạn chỉ xem xét ảnh hưởng áp lực bề mặt trước khi đào hầm nông (WBT). Điều kiện dài hạn áp dụng 30 giãn nở nền, và lắp đặt cả hai hầm. Trong quá trình nghiên cứu điều kiện dài hạn, không áp dụng áp lực áp lực bề mặt (Hình 4-17)

Short Term:	
Long Term:	

Hình 4-17: Minh họa cho giai đoạn thi công áp dụng điều kiện ngắn hạn và dài hạn

4.3.3 Phân tích ảnh hưởng áp lực bề mặt (Ảnh hưởng ngắn hạn)

- Giai đoạn 1Phân tích ứng suất ban đầu
- Giai đoạn 2a: Áp dụng áp lực bề mặt lên bề mặt đào của EBT
- Giai đoạn 2b: Đào hầm thấp hơn với tỉ lệ giải phóng 30%)
- Giai đoạn 3: Lắp đặt vỏ hầm EBT (tỉ lệ giải phóng 100%)
- Giai đoạn 4a: Áp dụng áp lực bề mặt tới WBT tại mặt trước TBM không loại bỏ đất bề mặt đào (xem xét điều kiện ngắn hạn)

Dựa trên kết quả thể hiện trong Bảng 4 9, có thể kết luận rằng ứng suất thông thường hữu hiệu xem xét áp lực bề mặt từ WBT (Giai đoạn 4a) là bằng ứng suất sau khi lắp đặt của EBT (Giai đoạn 3). Sự thay đổi trung bình của ứng suất hiệu quả là chỉ có 0,6%. Do đó, ứng suất phát sinh do áp lực bề mặt là tối thiểu.

Các giá trị ứng suất sau đó được áp dụng cho mô hình SAP2000. Sự thay đổi trung bình momen uốn là 0,4%. Hơn nữa, sự thay đổi momen uốn tại các vị trí quan trọng là chỉ có 0,1%. Có thể kết luận rằng sự thay đổi sẽ không ảnh hưởng đến thiết kế lót . Sự thay đổi momen uốn là ở ngoài biên.

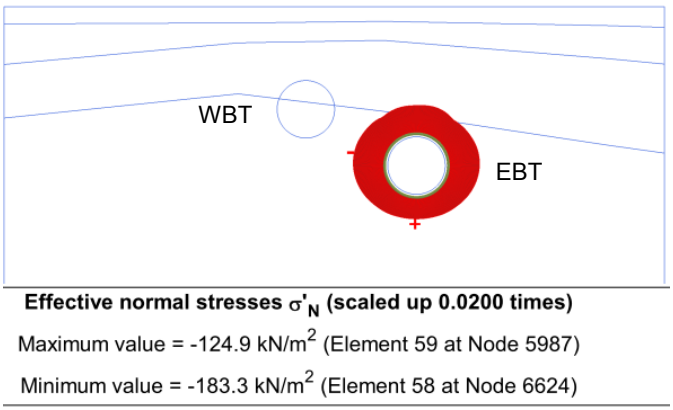
Kết quả là, các trường hợp áp lực bề mặt vào phía trước (Giai đoạn 4a) không được coi là điều kiện tải trọng quan trọng. Do đó, phân tích sâu hơn nữa ảnh hưởng hầm đôi là không cần thiết..

Table 4-3 Comparison of Effective Normal Stress between Stages 3 and 4a

Stage	Effective normal stress, σ' [kN/m^2]	
	Max	Min
(3) EBT Lining Installation	-71.70	-119.60
(4a) Only Face Pressure	-70.97	-119.00
% Difference	-1.01%	-0.44%

Áp lực vữa chính là tương đương với áp lực nước cộng 0,5 bar (50 kPa) tại đoạn nông (ví dụ như khoảng 0,21 MPa cho WBT tại đoạn B-B) đó là lớn hơn một chút so với áp suất mặt đề xuất (ví dụ 0,206 MPa cho WBT tại đoạn BB). Có thể thấy rằng ứng dụng của vữa chính làm giảm hiệu ứng đường hầm đôi, do đó được xem xét như là một tác thuận lợi. Đảm bảo thiết kế an toàn, vữa chính không được xem xét trong mô hình Plaxis.

(1) Before the driving of West Bound Tunnel:

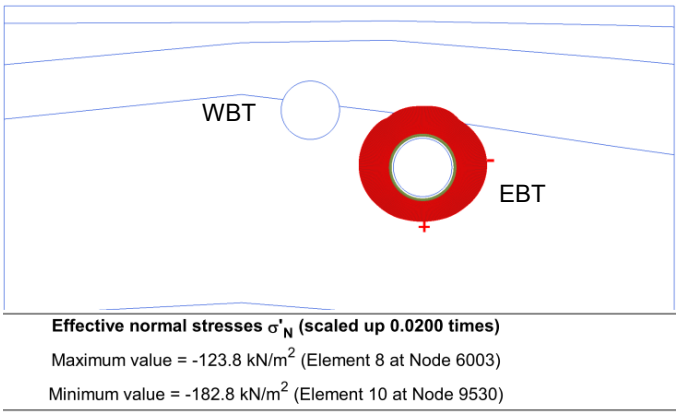


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0200 times)

Maximum value = -124.9 kN/m^2 (Element 59 at Node 5987)

Minimum value = -183.3 kN/m^2 (Element 58 at Node 6624)

(2) After the construction of West Bound Tunnel:



(3) Difference in Effective Normal Stress Acting on EBT before and after installation of WBT

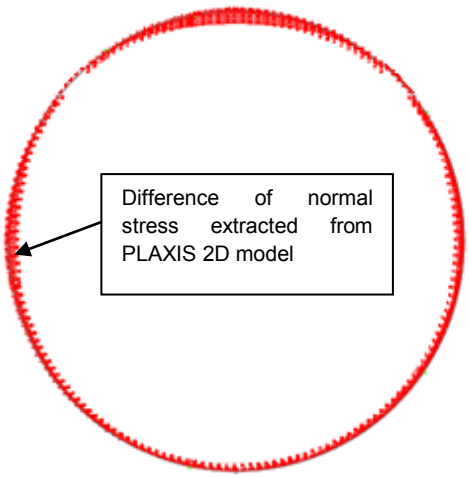
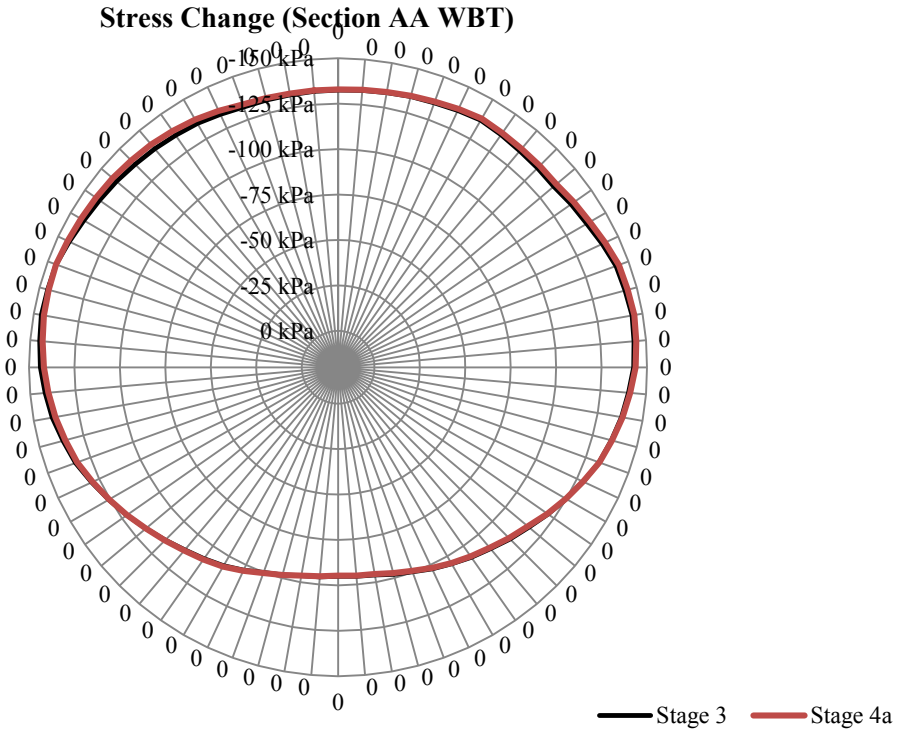
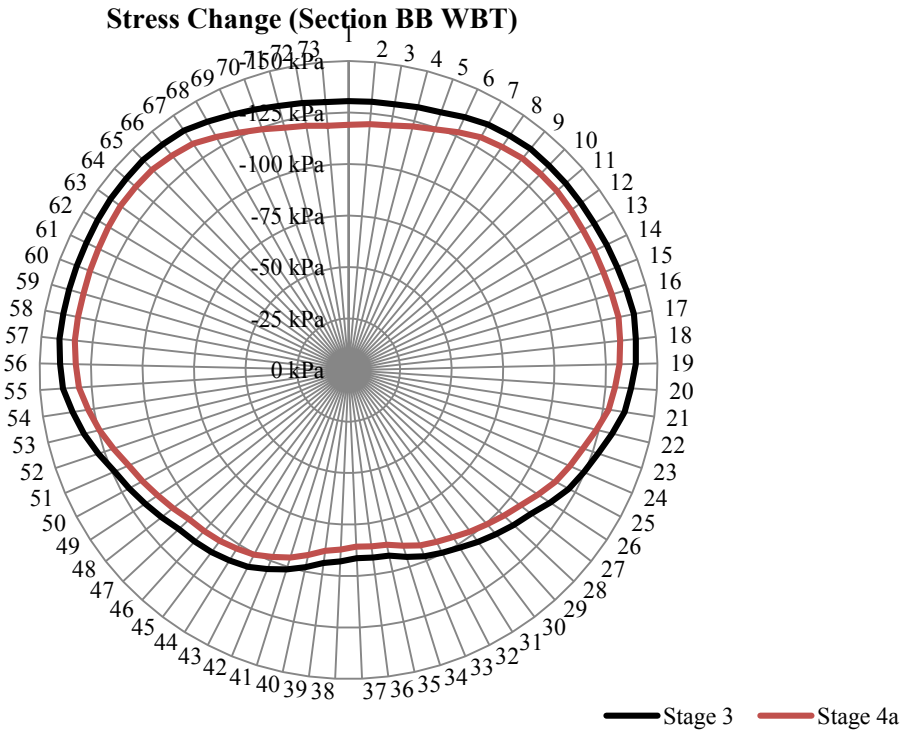
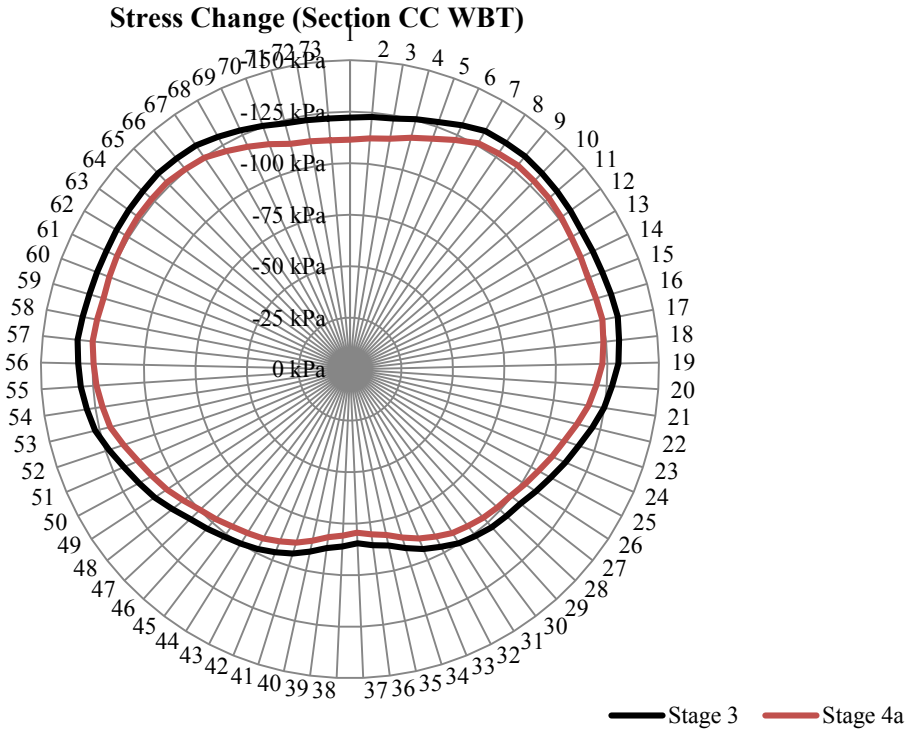


Figure 4-7 (1) Effective Normal Stress Acting on EBT before Construction of WBT; (2) Effective Normal Stress Acting on EBT after Lining Installation of WBT; (3) Difference in Effective Normal Stress Acting on EBT before and after installation of WBT (Defined as (1) – (2))

Remark: Negative values represent compression based on the conventions of Plaxis.


Stress Change (Section AA WBT)
-150 kPa
-125 kPa
-100 kPa
-75 kPa
-50 kPa
-25 kPa
0 kPa
Stage 3
Stage 4a


Stress Change (Section BB WBT)
-150 kPa
-125 kPa
-100 kPa
-75 kPa
-50 kPa
-25 kPa
0 kPa
Stage 3
Stage 4a



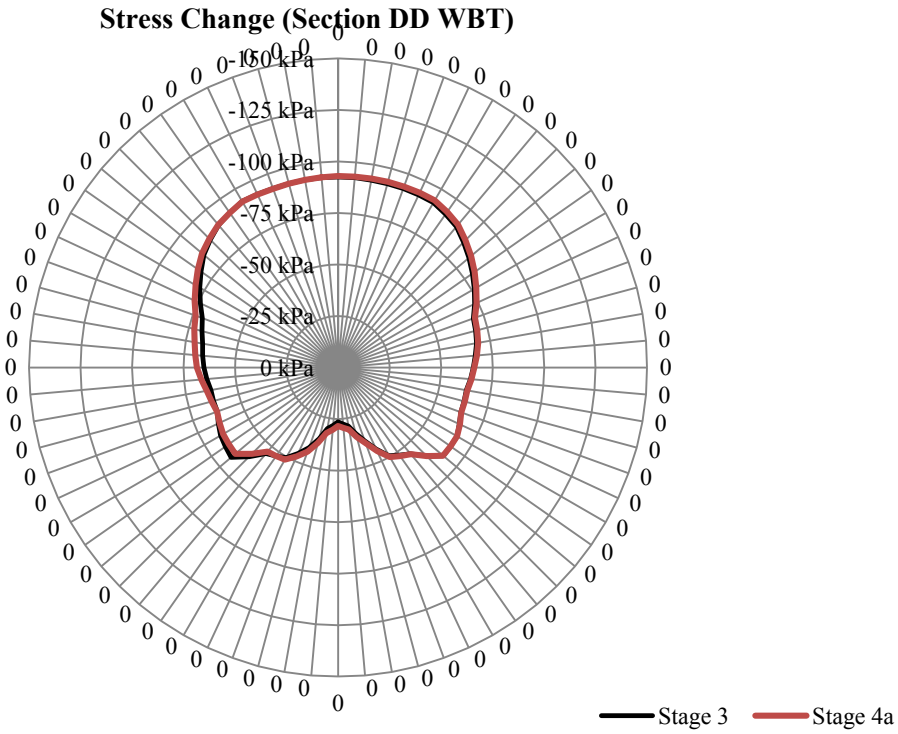


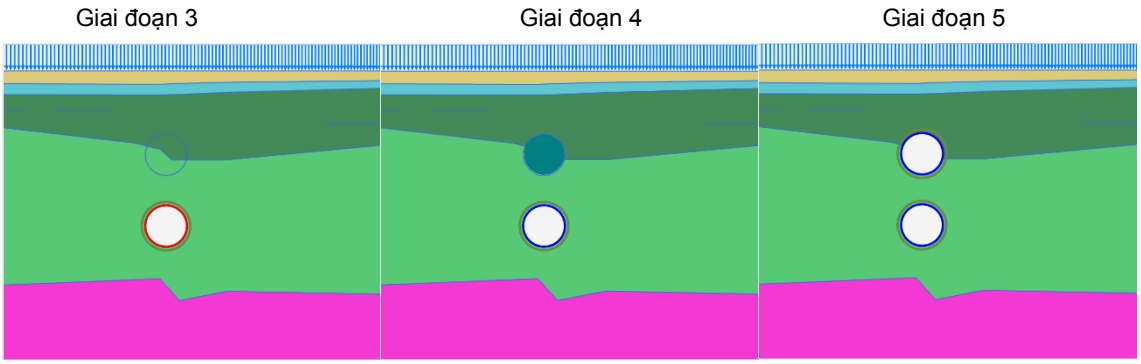
Figure 4-8 Effective normal stress of EBT due to excavation of second tunnel

4.3.4 Analysis on Twin Tunnel Effect due to Stress Release (Long-Term)

Như đã đề cập ở trên, các hiệu ứng do áp lực mặt được coi là tối thiểu. Do đó, các bước thi công phía trước trước khi đào TBM không được xem xét trong phân tích Plaxis khi thi công hầm đôi.

Các bước phân tích (Plaxis 2D)

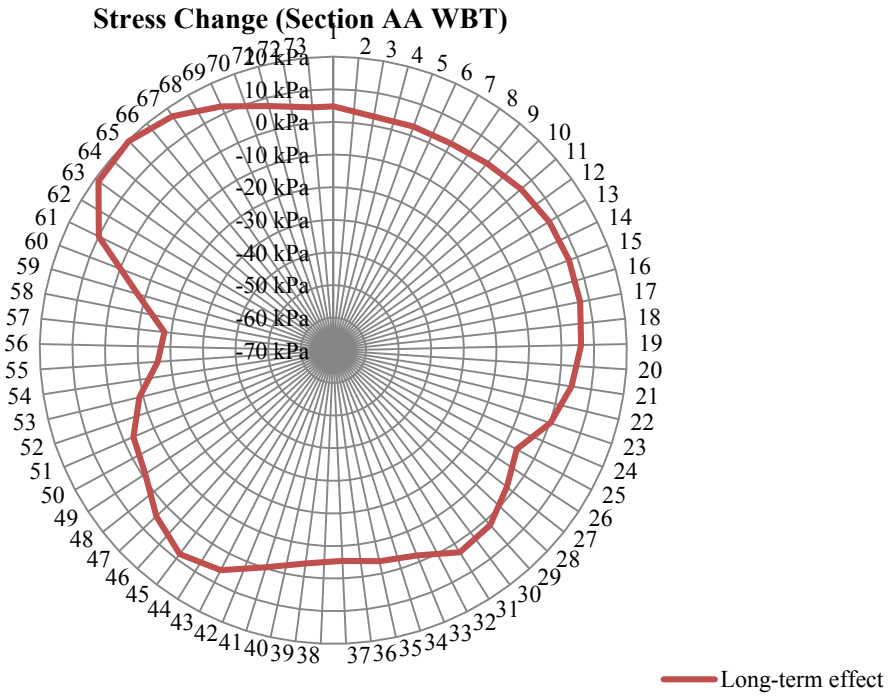
1. Việc đào và thi công lớp vỏ đường hầm tuyến phía Đông được tiến hành như một giai đoạn thi công;
2. Ứng suất thông thường hiệu quả trong thành phần giao diện của đường hầm tuyến phía Đông được phục hồi;
3. Việc đào đường hầm tuyến phía Tây được mô hình, áp lực bề mặt nhỏ nhất/lớn nhất, và giả định giãn nở 30% (ΣM_{stage} = 0,3);
4. A) Lắp đặt vỏ hầm được thiết lập là giai đoạn sau cùng (sử dụng độ cứng tương đương);
   B)
5. Sau khi thi công ứng suất thông thường hiệu quả trong thành phần giao diện của đường hầm tuyến phía Tây có được;
6. Sự thay đổi trong ứng suất thông thường hiệu quả trong thành phần giao diện của đường hầm tuyến phía Đông được tính toán.

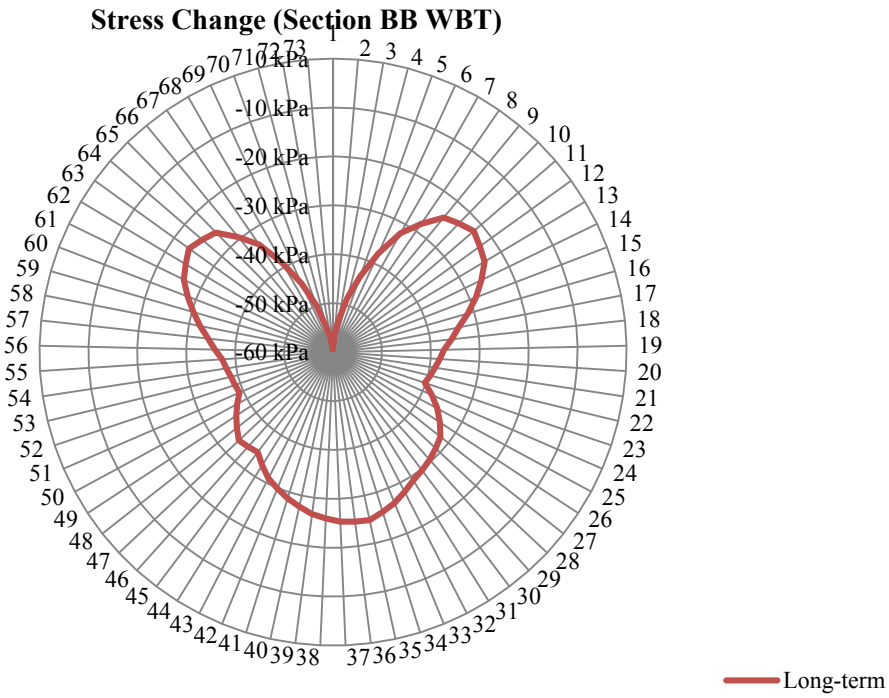


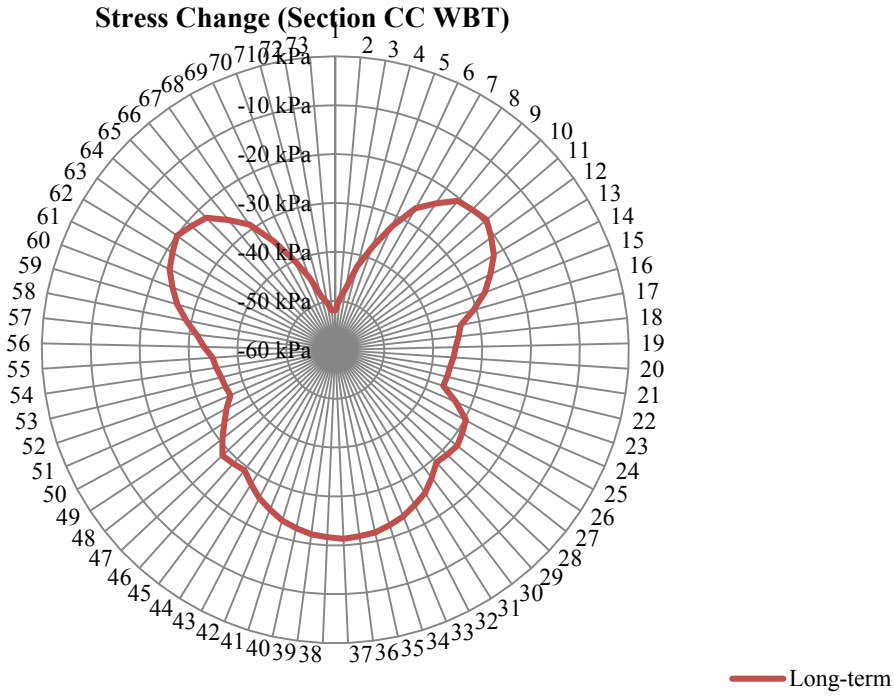
Hình 4-20: Minh họa cho Giai đoạn thi công: (3) Đào và lắp đặt Vỏ hầm phía Tây; (4) Đào Hầm phía tây; (5) Lắp đặt vỏ hầm phía Tây.

Sự thay đổi trong ứng suất thông thường hữu hiệu trong thành phần giao diện của đường hầm tuyến phía Đông tại các vị trí khác được trình bày bên dưới. Giá trị âm đai diện cho phần giảm ứng suất, khi giá trị dương đại diện cho phần tăng.

.







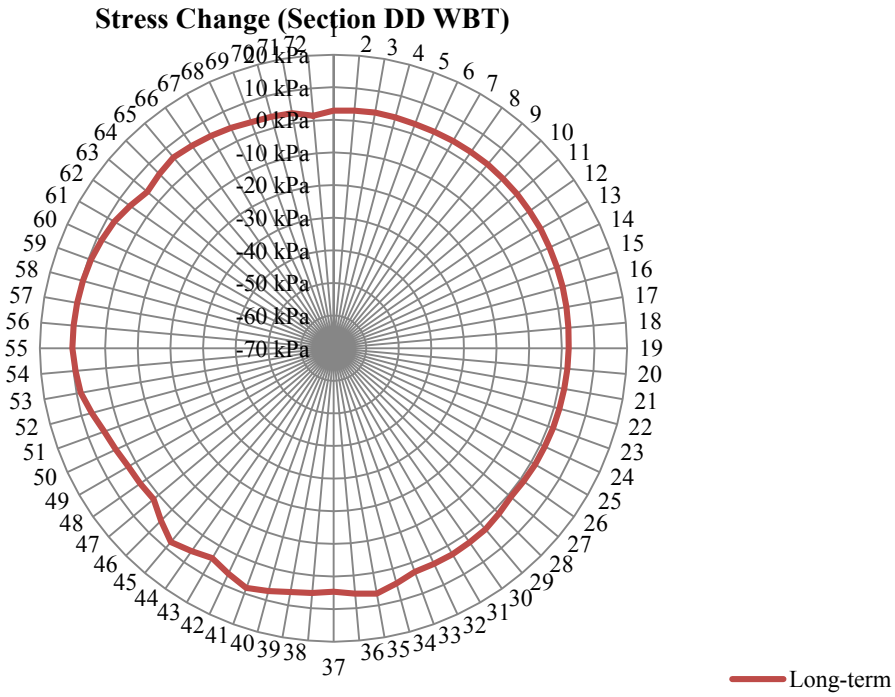


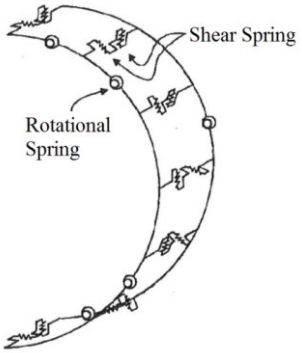
Figure 4-9 Additional effective normal stress due to excavation of second tunnel

Dựa trên phân tích FEM, ứng suất lên đường hầm phía Đông nói chung là giảm sau khi thi công đường hầm thứ hai do dỡ tải, và do sự phân phối lại của vòm cung. Ảnh hưởng đường hầm đôi là lớn nhất khi đường hầm đôi xếp chồng theo phương đứng và nhỏ nhất khi đôi đường hầm chạy ngang nhau. Chi tiết tính toán được đính kèm trong Phụ lục F. Các ứng suất tính toán do ảnh hưởng đường hầm đôi được đưa vào các mô hình SAP2000 để phân tích kết cấu sâu hơn .

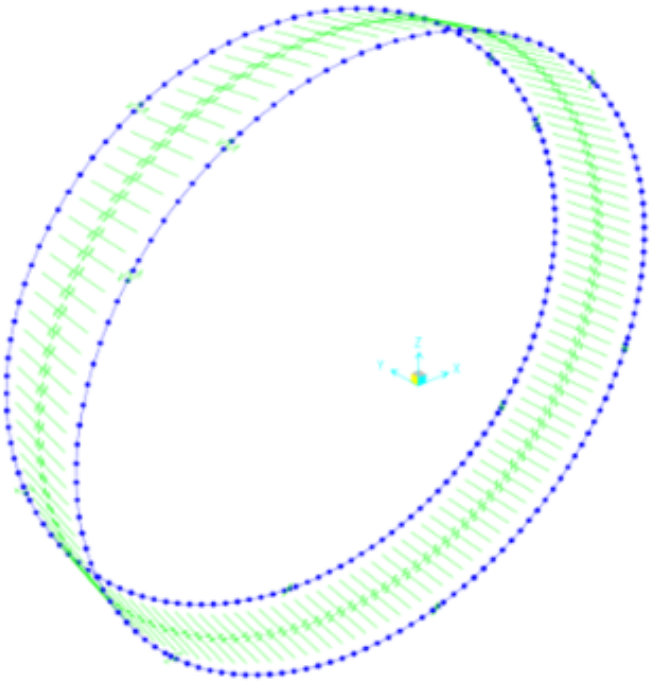
5. PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH KẾT CẤU

5.1 Mô hình hai dầm-Lò xo

Mô hình hai dầm-lò xo phân đoạn chu vi toàn phần được sử dụng trong phân tích kết cấu theo DSRSC-ST. Mô hình Dầm-Lò xo thể hiện các tấm của hầm khiên đào như các dầm và mối nối chu vi và nối dọc như các lò xo. Phân đoạn tấm được mô hình là dầm. Các mối nối tấm và mối nối phân đoạn lần lượt được mô hình là lò xo quay và lò xo chịu cắt.



Hình 5-1 Mô hình kết cấu các phân đoạn tấm (Mô hình Dầm-Lò xo)

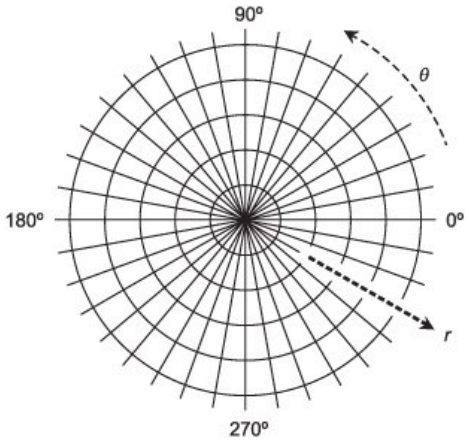


Hình 5-2 Mô hình SAP2000

Mô hình dầm lò xo SAP2000 thể hiện trong Hình 5-2 bao gồm hai phân đoạn hình thành từ 128 dầm. Các dầm nằm cách nhau 2,8125° được xác định bằng hệ tọa độ cực thể hiện trong Hình 5-3.

Các lò xo quay và lò xo chịu cắt được xác định bang cách sử dụng các phần tử liên kết với nhau trong SAP2000. 128 lò xo chịu cắt (các phần tử liên kết trong SAP2000) nối hai phân đoạn để thể hiện mối nối chu vi giữa các phân đoạn. Sáu lò xo quay (các phần tử liên kết trong SAP2000) thể hiện các mối nối tấm. Các mối nối tấm cách nhau 67,5° cho khóa ngược và các tấm thông thường và 22,5° từ tấm khóa. Tại vị trí của các mối nối tấm, các lò xo quay sử dụng 6 bu lông bổ sung để liên kết các phần tử nối lò xo quay với các dầm.

Các giá trị của lò xo quay được xác định bởi hàm tính lặp Leonhardt (1966) trình bày trong **Phụ lục H** về tất cả các trường hợp nghiên cứu (Trường hợp 1 tới 6, Bảng 3-2), ngoại trừ tải trọng tự thân, các phương pháp khác nhau được áp dụng. Về nguyên tắc,hàm Leonhardt cung cấp mối quan hệ giữa tỉ lệ lệch tâm và giá trị lò xo quay (Xem trong Mục 5.12). Trong trường hợp tải trọng tự thân, lò xo quay được cung cấp từ hàm lò xo quay (JSCE).



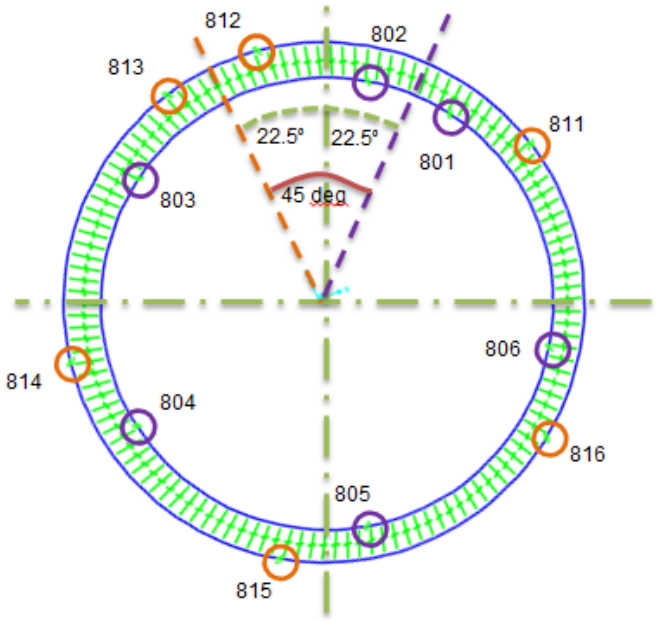
Hình 5-3 Hệ tọa độ trục tiêu chuẩn

.

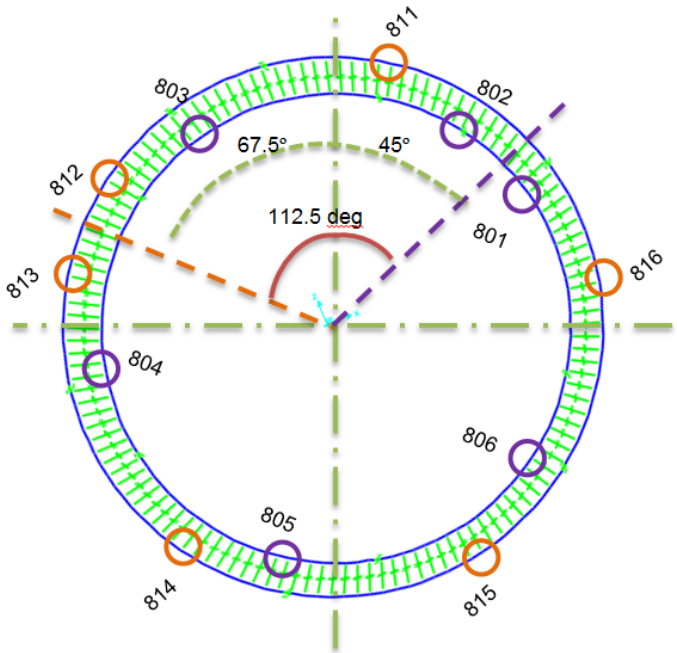
Hai phương khác nhau (Vị trí phân đoạn K) được xem xét và thảo luận với đội thi công và hai phương chính với góc quay 45 độ và 112,5 độ giữa phân đoạn thứ nhất và thứ hai, được lựa chọn cho các phân tích kết cấu. Hình ảnh sơ bộ của mặt bên trong phát triển được trình bày trong bản vẽ số CP1b-CTS-TD-TBMS-00060. Việc bố trí tấm sẽ theo các quy định sau:

1. Bố trí các vòng vát sẽ tương tự như bố trí các vòng thẳng;
2. Tấm khóa sẽ luôn nằm bên trên đường trung bình; và
3. Mối nối tấm của 2 phân đoạn liền nhau không được ở trên cùng một đường.

Tất cả các tổ hợp hai phương được thể hiện trong Hình 5-4.



Phương I – Góc quay 45 độ giữa các phân đoạn



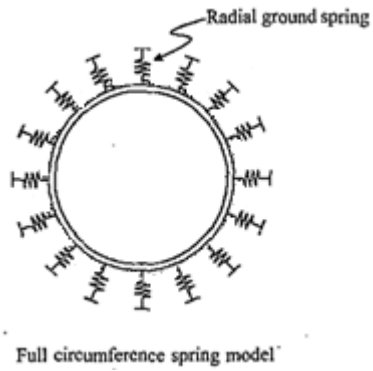
Phương II – Góc quay 112,5 độ giữa các phân đoạn

Hình 5-4 Hình ảnh sơ bộ bố trí tấm

5.1.1 Tính toán hằng số lò xo đất

Mô hình dầm-lò xo với lò xo phản lực đất chu vi toàn phần được sử dụng. Phản lực nền được đưa ra bởi những lò xo chỉ chịu nén trong mô hình dầm-lò xo thể hiện trong Hình 5-5. Chỉ có lò xo nền hướng tâm được xem xét để bỏ qua những ảnh hưởng có lợi có bởi các lò xo nền tiếp tuyến. Các lò xo tiếp tuyến không được xem xét để bỏ qua lực cắt và ma sát trong tương tác đất với đường hầm như một thiết kế an toàn.

Các giá trị lò xo phản lực nền được xác định với các giá trị SPT-N cho trong Bảng 5-1. Trong bảng tính toán (Appendix H), giá trị SPT-N trung bình tại cao trình hầm đã được tính toán. Với sự hỗ trợ của phần nội dung Bảng 5-1 và đường nội suy tuyến tính, giá trị lò xo đất được áp dụng để xác định phân tích kết cấu. Về mặt an toàn, giá trị lò xo nhỏ nhất "trong suốt quá trình phun lấp đầy và làm cứng" được chọn trong thiết kế.



Hình 5-5 Mô hình phản lực nền/tương tác nền (theo Hình 5.6.1 cho DSRSC-ST)

Bảng 5-1 Giá trị hệ số phản lực đất × Bán kính hầm trong mô hình lò xo chu vi toàn phần (in 10^3 kN/m^2) (sau Bảng 5.6.1 của DSRSC –ST)

	Type of soil	During backfill injection and hardening*1	After backfill injection and hardening*2	Approx. N value
Sandy soil	Extremely dense	35.0～47.0	55.0～90.0	30≦N<50
	Dense	21.5～35.0	28.0～55.0	15≦N<30
	Moderate, loose	～21.5	～28.0	N<15
Cohesive soil	Consolidated	31.5～	46.0～	25≦N
	Hard	13.0～31.5	15.0～46.0	8≦N<25
	Moderate	7.0～13.0	7.5～15.0	4≦N<8
	Soft	3.5～ 7.0	3.8～ 7.5	2≦N<4
	Extremely soft	～3.5	～ 3.8	N<2

*1 Lateral section design with primary loads and study of loads during construction
*2 Study of impact of adjacent work, impact of earthquakes, and special loads etc.

Bảng 5-2 Giá trị lò xo đất (m x10^3 kN/m^2)

Loại lò xo	Trường hợp	Giá trị	Tham khảo
Lò xo đất hướng tâm	Những trường hợp tải trọng cho hầm nông	k_r = 6772 kN/m^3	DSRSC-ST
	Những trường hợp tải trọng cho hầm sâu.	k_r = 8252 kN/ m^3	DSRSC-ST
	Trọng lượng bản thân (giả định 1/10 áp lực nước và đất)	k_r = 677 kN/m^3	DSRSC-ST

DSRSC-ST

*Bao gồm trường hợp động đất và không bao gồm trọng lượng bản thân.

Các chi tiết và tổng hợp lò xo phản lực nền được chọn trong phân tích kết cấu mô hình dầm-lò xo thể hiện trong **Phụ lục H** của báo cáo.

5.1.2 Tính toán hằng số lò xo quay

Trong trường hợp tải trọng tự thân, lò xo quay được tính từ hàm lò xo nối tham khảo từ JSCE. Tính toán chi tiết được trình bày trong Phụ lục H. Kết quả được cho trong Bảng 5-3.

$$k_\theta = A_b E_s (d - y)(d - \frac{y}{3})/l_s$$

$$y = \frac{n \times A_b}{b} * \left\{ -1 + \sqrt{1 + 2 \times b \times \frac{d}{n \times A_b}} \right\}$$

Trong đó:

A_b: Mặt cắt ngang diện tích bu lông;

l_s: Độ dài của lò xo tự do;

d^+: Chiều cao hiệu quả của momen dương;

d^-: Chiều cao hiệu quả của momen âm;

E_s: Mo đun đàn hồi của bulong;

y: Khoảng cách đối với trục hoành; và

n: Tỉ lệ đàn hồi của bulong.

Bảng 5-3: Lò xo quay Mô hình A

Loại lò xo	Giá trị	Tham khảo
Self-Weight	k_θ^+ = 7364 kNm/rad k_θ^- = 5264 kNm/rad	JSCE

Bu lông cong được sử dụng giữa các tấm và các phân đoạn. Trong mối quan hệ với nó, công thức Leonhardt (1966) được sử dụng để tính lò xo khi vỏ đường hầm chịu áp lực thủy tĩnh và áp lực nước. Hằng số lò xo quay được sử dụng để mô hình sự giảm độ cứng vỏ tổng thể và mức độ giải phóng moment của các phân đoạn vỏ hầm.

$$k_\theta = \frac{9}{8} a^2 b E_c m (1 - 2m)^2$$

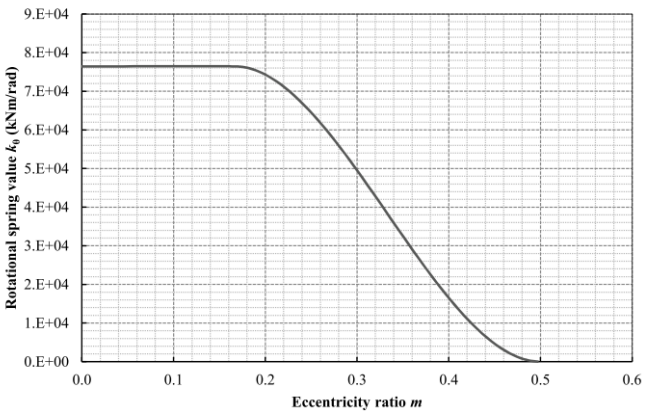
$$m = \frac{M}{aN}$$

Trong đó:

a: chiều dày liên kết với tấm khác;
b: chiều dày tấm;
m: tỷ lệ lệch tâm tải trọng; và
E_c: mô đun đàn hồi của bê tông.
M: Mô men uốn ở mối nối tấm
N: Lực dọc trục ở mối nối tấm..

Bảng 5-4: Lò xo quay và hệ số lệch tâm tải trọng (biểu thị)

	m	$\mathbf{k_\theta}$ (kNm/rad)
1	0.000	76,440
2	0.167	76,440
3	0.237	67,743
4	0.347	33,643
5	0.500	0



Hình 5-6 Mối quan hệ lò xo quay và tỷ lệ lệch tâm tải trọng

Theo hàm Leonhardt (1966), giá trị lò xo quay k_θ biến thiên với tỷ lệ lệch tâm tải trọng m. Do đó, phân tích kết cấu lặp được sử dụng để có được k_θ của mỗi điểm chịu trường hợp tải trọng cụ thể. Các giá trị hội tụ của k_θ được xác định từ các vị trí mối nối và các trường hợp tải trọng khác nhau được áp dụng cho sáu trường hợp tải trọng nguy hiểm nhất cho phân tích kết cấu sau cùng. k_θ hội tụ được thể hiện trong Bảng 5-4. Các giá trị k_θ hội tụ được xác định sử dụng các giá trị chính xác từ hàm Leonhardt (1966). Bảng nhằm thể hiện cường độ lò xo quay tại các mức độ lệch tâm khác nhau.

Bảng 5-5: Các giá trị lò xo quay hội tụ cho phân tích kết cấu

	Hệ tọa độ cực của mối nối – Hướng I. /Hướng II. (độ)	Mặt cắt A-A Điều kiện tải trọng: GWL thấp Đường hầm: phía Tây				Mặt cắt B-B Điều kiện tải trọng: GWL thấp Đường hầm: phía Tây			
		Hướng I.		Hướng II.		Hướng I.		Hướng II.	
		Lực cắt toàn phần (kNm/rad)	Không có lực cắt (kNm/rad)	Lực cắt toàn phần (kNm/rad)	Không có lực cắt (kNm/rad)	Lực cắt toàn phần (kNm/rad)	Không có lực cắt (kNm/rad)	Lực cắt toàn phần (kNm/rad)	Không có lực cắt (kNm/rad)
Phân đoạn 1	55/10	74207	68998	30151	13540	75867	70293	19479	6522
	77/77	24913	8176	18343	12887	24956	17962	34486	16889
	145/145	70943	70044	76419	75757	71869	68086	76429	75623
	212/167	39803	8553	25215	13899	41016	11515	31144	10777
	280/235	34819	3288	68055	36109	19332	5081	65067	31606
	347/302	18068	20941	69264	31196	17086	4564	68504	27344
Phân đoạn 2	32/32	62779	55714	52172	53182	63264	55914	51815	47858
	100/55	27257	9163	61339	36175	21476	10426	63642	37898
	122/122	73345	73842	51742	18735	73899	73865	52798	18271
	190/190	30478	15496	16119	11322	18580	5697	30026	6883
	257/257	37580	14453	32835	11324	21702	7219	19402	8973
	325/325	48600	24796	58797	14996	51763	13133	57049	17479

	Hệ tọa độ cực của mối nối – Hướng I. /Hướng II. (độ)	Mặt cắt C-C Điều kiện tải trọng: GWL thấp Đường hầm: phía Tây				Mặt cắt B-B Điều kiện tải trọng: GWL lũ Đường hầm: phía Đông			
		Hướng I.		Hướng II.		Hướng I.		Hướng II.	
		Lực cắt toàn phần (kNm/rad)	Không có lực cắt (kNm/rad)	Lực cắt toàn phần (kNm/rad)	Không có lực cắt (kNm/rad)	Lực cắt toàn phần (kNm/rad)	Không có lực cắt (kNm/rad)	Lực cắt toàn phần (kNm/rad)	Không có lực cắt (kNm/rad)
Phân đoạn 1	55/10	76171	76326	23530	12877	73595	75018	50376	24878
	77/77	30390	24132	21661	12012	59546	37885	52108	27680
	145/145	71830	67430	75798	76436	74381	75411	76438	76440
	212/167	42138	13093	27733	14957	64023	25866	53595	29990
	280/235	27740	4248	68960	39622	44391	21066	74465	75623
	347/302	25239	22929	70270	33377	43177	14535	74501	74778
Phân đoạn 2	32/32	64894	58242	55515	57217	76435	76438	76390	75777
	100/55	27408	7602	65029	37395	56966	35991	76298	75487
	122/122	74778	76420	54749	20409	76416	76428	75501	59351
	190/190	24740	17476	29360	12776	43935	21853	41714	19057

	257/257	29643	7216	31894	11689	47271	11302	46873	12005
	325/325	52470	14489	60355	13131	71233	33810	73084	36325

	Hệ tọa độ cực của mối nối – Hướng I. /Hướng II. (độ)	Mặt cắt B-B Điều kiện tải trọng: GWL cao Đường hầm: phía Đông				Mặt cắt B-B Điều kiện tải trọng: GWL thấp Đường hầm: phía Đông			
		Hướng I.		Hướng II.		Hướng I.		Hướng II.	
		Lực cắt toàn phần (kNm/rad)	Không có lực cắt (kNm/rad)	Lực cắt toàn phần (kNm/rad)	Không có lực cắt (kNm/rad)	Lực cắt toàn phần (kNm/rad)	Không có lực cắt (kNm/rad)	Lực cắt toàn phần (kNm/rad)	Không có lực cắt (kNm/rad)
Phân đoạn 1	55/10	74852	74852	47708	25358	74274	75646	38355	16328
	77/77	56972	34505	50509	25082	46460	24542	40102	23978
	145/145	75340	75340	76437	76440	74628	75890	76437	76440
	212/167	62657	21746	52612	27930	52842	19785	42945	19893
	280/235	42089	21973	73887	75253	33832	14369	73478	65403
	347/302	40814	15590	73906	73488	32352	9929	73533	58084
Phân đoạn 2	32/32	76429	76429	76438	75950	76244	76226	73518	74170
	100/55	53803	33548	76282	73966	41511	25442	75552	65575
	122/122	76418	76418	75529	53156	76143	76416	69489	33453
	190/190	42503	22683	40551	14542	33436	23584	32606	22996
	257/257	45246	10499	44226	25643	38208	12660	33741	8168
	325/325	69900	31273	72036	24665	60758	76416	65269	17216

5.1.3 Tính toán hằng số lò xo chịu cắt

Hai giá trị, cận trên và cận dưới, được chọn cho thiết kế. Giá trị cận dưới là không. Giá trị cận trên được lấy từ DSRSC-ST tham khảo 16.12 và 16.4. Những giá trị này được chọn trong phân tích kết cấu,

Hằng số lò xo chịu cắt theo phương hướng tâm được tính toán theo DSRSC-ST tham khảo 16.12:

$$kr = \frac{192\,EI}{(2b)^3};$$

$$kr = 1.90E + 05\ \mathrm{kN/m};$$

Hằng số lò xo chịu cắt theo hướng tiếp tuyến được tính theo DSRSC-ST tham khảo 16.14:

$$k_t = \frac{2L_j hG}{b} = \frac{L_j hE}{b(1+\nu)};$$

$$\mathrm{k_t} = 1.30\mathrm{E06}\ \mathrm{kN/m};$$

Trong đó L_j là khoảng cách giữa các mối nối theo phương trục, E là mô đun đàn hồi của bê tông, G là mô đun chịu cắt của bê tông, I là moment quán tính và b là chiều rộng đường hầm, , v là hệ số Poisson và h là chiều dày của mặt cắt ngang.

6. KẾT QUẢ PHÂN TÍCH KẾT CẤU

Phân tích kết cấu xem xét tải trọng thường xuyên và tải thi công (tĩnh tải, áp lực đất phương đứng, áp lực đất phương ngang, áp lực nước ngầm, gia tải, tải tòa nhà và hoạt tải đường ray) cho mỗi mặt cắt A-A, B-B và C-C thể hiện trong mục **Error! Reference source not found.** Các mặt cắt thiết kế đề xuất. Mỗi mặt cắt xem xét các tổ hợp SLS và ULS (xem Bảng 3-2). Phun vữa thứ cấp được phân tích trong một mô hình khác trong mục **Error! Reference source not found.**. Các kết quả tổng hợp cho các mặt cắt trình bày trong Bảng 6-1 đến

Bảng 6-6.

Một phân tích kết cấu bổ sung được xem xét chỉ cho tải trọng bản thân. Nó tính tới tải trọng bản thân trong quá trình xây dựng khi phân đoạn vỏ được lắp dựng trong hầm khoan. Kết quả phân tích và kiểm tra khả năng kết cấu được trình bày trong

Bảng 6-7.

Kết quả phân tích kết cấu được trình bày trong **Phụ lục J**.

6.1 Kết quả tính toán

Như thảo luận trong Mục 55.1.3, các trường hợp các lò xo chịu cắt cận trên ("có lò xo chịu cắt") và lò xo chịu cắt bằng không ("không có lò xo chịu cắt") được sử dụng trong phân tích kết cấu. Tổng hợp các đường bao lực ULS và SLS được trình bày.

Bảng 6-1: Tổng hợp các lực phần tử của tấm vỏ có "Lực cắt toàn phần" (trường hợp ULS _ Tải trọng cố định)

Mặt cắt	Đường hầm	GWL	Phương phân đoạn	Lực dọc trục nhỏ nhất (kN)	Lực dọc trục lớn nhất (kN)	Lực cắt nhỏ nhất (kN)	Lực cắt lớn nhất (kN)	Moment nhỏ nhất (kN·m)	Moment lớn nhất (kN·m)
A-A	WBT	GWL thấp	Phương I	-909(1)	-395(2)	-163(1)	171(1)	-198(7)	190(1)
			Phương II	-915(7)	-392(2)	-171(1)	168(1)	-189(1)	198(1)
B-B	WBT	GWL thấp	Phương I	-1065(7)	-441(2)	-221(7)	226(7)	-235(7)	229(7)
			Phương II	-1052(7)	-439(2)	-214(7)	181(7)	-214(7)	241(7)
C-C	WBT	GWL thấp	Phương I	-961(7)	-431(2)	-177(1)	178(1)	-196(1)	195(1)
			Phương II	-956(7)	-428(2)	-174(1)	157(1)	-183(7)	200(1)
B-B	EBT	GWL lũ	Phương I	-1520(7)	-1047(7)	-193(7)	201(7)	-230(7)	232(7)
			Phương II	-1521(7)	-1090(7)	-221(7)	184(7)	-227(7)	245(7)
B-B	EBT	GWL cao	Phương I	-1539(7)	-1039(7)	-204(7)	212(7)	-240(7)	242(7)
			Phương II	-1540(7)	-1084(7)	-230(7)	192(7)	-236(7)	256(7)

B-B	EBT	GWL thấp	Phương I	-1489(7)	-892(7)	-240(7)	248(7)	-274(7)	277(7)
			Phương II	-1489(7)	-944(7)	-262(7)	222(7)	-269(7)	296(7)

Ghi chú: Giá tri trong () là số tải trọng tổng hợp từ Bảng 3-5 và Bảng 3-6 (e,g Điều kiện 2 là tải trọng tổng hợp gồm tải tòa nhà.

Bảng 6-2: Tổng hợp các lực phần tử của tấm vỏ có "Lực cắt toàn phần" (trường hợp ULS – Tổng hợp tải trọng tạm)

Mặt cắt	Đường hầm	GWL	Phương phân đoạn	Lực dọc trục nhỏ nhất (kN)	Lực dọc trục lớn nhất (kN)	Lực cắt nhỏ nhất (kN)	Lực cắt lớn nhất (kN)	Moment nhỏ nhất (kN·m)	Moment lớn nhất (kN·m)
A-A	WBT	GWL thấp	Phương I	-909(4)	-505(4)	-163(4)	171(4)	-198(4)	190(4)
			Phương II	-915(4)	-446(5)	-171(4)	168(4)	-189(4)	198(4)
B-B	WBT	GWL thấp	Phương I	-1064(4)	-535(5)	-221(4)	226(4)	-235(4)	229(4)
			Phương II	-1052(4)	-549(5)	-214(4)	181(4)	-241(4)	241(4)
C-C	WBT	GWL thấp	Phương I	-961(4)	-513(5)	-177(4)	169(4)	-194(4)	192(4)
			Phương II	-956(4)	-505(5)	-167(4)	152(4)	-183(4)	189(4)
B-B	EBT	GWL lũ	Phương I	-1617(4)	-1158(5)	-190(4)	197(4)	-218(4)	222(4)
			Phương II	-1619(4)	-1154(5)	-213(4)	175(4)	-215(4)	233(4)
B-B	EBT	GWL cao	Phương I	-1635(4)	-1154(4)	-198(4)	207(4)	-229(4)	232(4)
			Phương II	-1637(4)	-1153(5)	-222(4)	182(4)	-224(4)	244(4)
B-B	EBT	GWL thấp	Phương I	-1585(4)	-1008(4)	-230(4)	242(4)	-263(4)	266(4)
			Phương II	-1586(4)	-1030(5)	-253(4)	212(4)	-256(4)	284(4)

Bảng 6-3: Tổng hợp các lực phần tử của tấm vỏ "không lò xo chịu cắt" (trường hợp SLS- Tải trọng tổng hợp cố định)

Mặt cắt	Đường hầm	GWL	Phương phân đoạn	Lực dọc trục nhỏ nhất (kN)	Lực dọc trục lớn nhất (kN)	Lực cắt nhỏ nhất (kN)	Lực cắt lớn nhất (kN)	Moment nhỏ nhất (kN·m)	Moment lớn nhất (kN·m)
A-A	WBT	GWL thấp	Phương I	-829(1)	-401(2)	-84(1)	96(7)	-119(7)	101(7)
			Phương II	-818(1)	-400(2)	-100(1)	98(7)	-93(1)	132(1)
B-B	WBT	GWL thấp	Phương I	-969(7)	-449(2)	-90(7)	94(1)	-98(1)	98(7)
			Phương II	-960(7)	-447(2)	-116(7)	107(7)	-111(1)	149(7)
C-C	WBT	GWL thấp	Phương I	-883(7)	-436(2)	-83(1)	87(7)	-119(1)	97(1)
			Phương II	-875(7)	-436(2)	-103(1)	100(1)	-93(7)	136(1)
B-B	EBT	GWL lũ	Phương I	-1459(9)	-1177(1)	-145(7)	135(7)	-135(7)	148(7)
			Phương II	-1462(8)	-1167(1)	-159(7)	158(7)	-137(7)	189(7)
B-B	EBT	GWL	Phương I	-1473(9)	-1182(1)	-148(7)	136(7)	-137(7)	158(7)

		cao	Phương II	-1477(8)	-1173(1)	-163(7)	163(7)	-129(7)	196(7)
B-B	EBT	GWL thấp	Phương I	-1409(9)	-1084(1)	-148(7)	145(7)	-150(7)	152(7)
			Phương II	-1406(8)	-1076(1)	-169(7)	168(7)	-161(7)	214(7)

Bảng 6-4: Tổng hợp các lực phần tử của tấm vỏ “không có lò xo chịu cắt” (trường hợp SLS- Tải trọng tổng hợp tạm)

Mặt cắt	Đường hầm	GWL	Phương phân đoạn	Lực dọc trục nhỏ nhất (kN)	Lực dọc trục lớn nhất (kN)	Lực cắt nhỏ nhất (kN)	Lực cắt lớn nhất (kN)	Moment nhỏ nhất (kN·m)	Moment lớn nhất (kN·m)
A-A	WBT	GWL thấp	Phương I	-834	-558	-76	87	-104	87
			Phương II	-824	-548	-90	88	-80	114
B-B	WBT	GWL thấp	Phương I	-972	-676	-83	86	-84	87
			Phương II	-965	-663	-105	97	-95	129
C-C	WBT	GWL thấp	Phương I	-891	-614	-75	80	-104	85
			Phương II	-883	-606	-93	-91	-80	117
B-B	EBT	GWL lũ	Phương I	-1503	-1214	-124	116	-107	117
			Phương II	-1502	-1206	-134	135	-107	149
B-B	EBT	GWL cao	Phương I	-1508	-1214	-126	117	-108	125
			Phương II	-1506	-1208	-137	138	-102	154
B-B	EBT	GWL thấp	Phương I	-1406	-1088	-123	121	-117	119
			Phương II	-1409	-1082	-140	140	-126	166

Table 6-5: Tổng hợp các lực phần tử của tấm vỏ có lực cắt toàn phần (SLS Case)

Section	Tunnel	GWL	Ring orientation	Min. Axial Force (kN)	Max. Axial Force (kN)	Min. Shear Force (kN)	Max. Shear Force (kN)	Min. Moment (kN·m)	Max. Moment (kN·m)
A-A	WBT	Low GWL	Orientation I	-834	-558	-76	87	-104	87
			Orientation II	-824	-548	-90	88	-80	114
B-B	WBT	Low GWL	Orientation I	-972	-676	-83	86	-84	87
			Orientation II	-965	-663	-105	97	-95	129
C-C	WBT	Low GWL	Orientation I	-891	-614	-75	80	-104	85
			Orientation II	-883	-606	-93	-91	-80	117
B-B	EBT	Flood GWL	Orientation I	-1503	-1214	-124	116	-107	117
			Orientation II	-1502	-1206	-134	135	-107	149
B-B	EBT	High GWL	Orientation I	-1508	-1214	-126	117	-108	125
			Orientation II	-1506	-1208	-137	138	-102	154
B-B	EBT	Low GWL	Orientation I	-1406	-1088	-123	121	-117	119
			Orientation II	-1409	-1082	-140	140	-126	166

Table 6-6: Tổng hợp các lực phần tử của tấm vỏ Không có lực cắt lò xo (SLS Case)

Section	Tunnel	GWL	Ring orientation	Min. Axial Force (kN)	Max. Axial Force (kN)	Min. Shear Force (kN)	Max. Shear Force (kN)	Min. Moment (kN·m)	Max. Moment (kN·m)
A-A	WBT	Low GWL	Orientation I	-834(1)	-558(3)	-76(4)	87(4)	-104(4)	87(1)
			Orientation II	-824(4)	-548(3)	-90(4)	88(4)	-80(2)	114(1)
B-B	WBT	Low GWL	Orientation I	-972(2)	-676(3)	-83(1)	86(1)	-84(1)	87(4)
			Orientation II	-965(4)	-663(3)	-105(2)	97(2)	-95(1)	129(2)
C-C	WBT	Low GWL	Orientation I	-891(2)	-614(3)	-75(1)	80(4)	-104(1)	85(1)
			Orientation II	-883(2)	-606(3)	-93(1)	91(1)	-80(2)	117(1)
B-B	EBT	Flood GWL	Orientation I	-1503(2)	-1214(1)	-124(4)	116(4)	-107(4)	117(4)
			Orientation II	-1502(2)	-1206(1)	-134(4)	135(4)	-107(4)	149(4)
B-B	EBT	High GWL	Orientation I	-1508(2)	-1214(1)	-126(4)	117(4)	-108(4)	125(4)
			Orientation II	-1506(2)	-1208(1)	-137(4)	138(4)	-102(4)	154(4)
B-B	EBT	Low GWL	Orientation I	-1406(2)	-1088(1)	-123(4)	121(4)	-117(4)	119(4)
			Orientation II	-1409(2)	-1082(1)	-140(4)	140(4)	-126(4)	166(4)

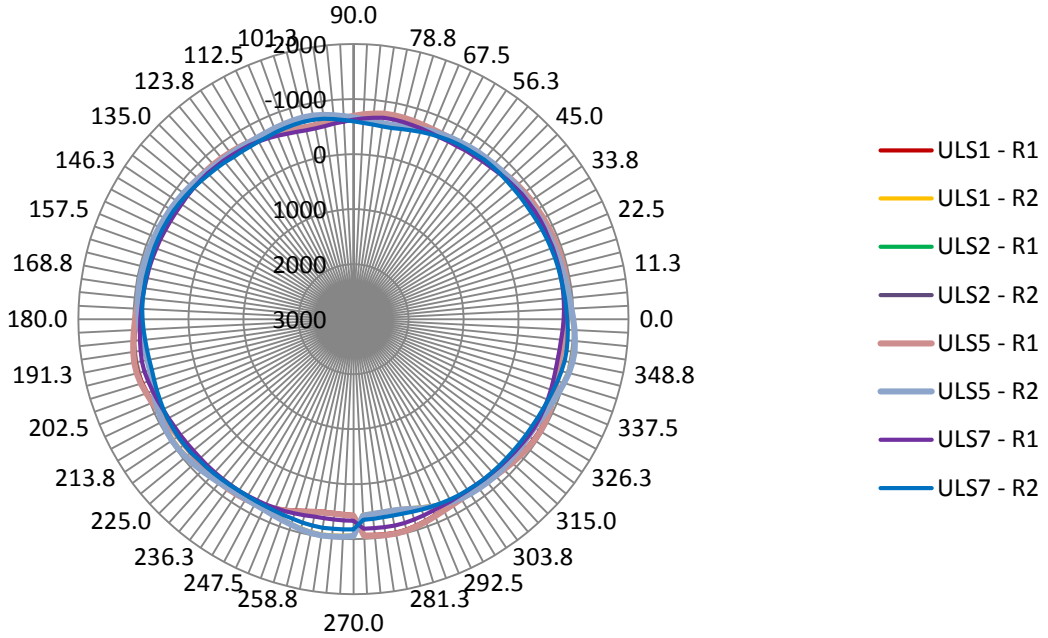
Bảng 6-7: Tổng hợp mô hình trọng lượng bản thân của các lực phần tử của tấm vỏ (chỉ có tĩnh tải)

Điều kiện lò xo chịu cắt	Phương phân đoạn	Lực dọc trục nhỏ nhất (kN)	Lực dọc trục lớn nhất (kN)	Lực cắt nhỏ nhất (kN)	Lực cắt lớn nhất (kN)	Moment nhỏ nhất (kN·m)	Moment lớn nhất (kN·m)
Lực cắt toàn phần	Phương I	-96.0	19.8	-43.2	38.9	-47.2	40.7
	Phương II	-88.8	27.6	-48.1	45	-49.0	45.9
Lực cắt bằng không	Phương I	-58.3	-1.6	-17.2	17.2	-29.1	25.5
	Phương II	-60.3	0	-17.5	17	-27.6	28.9

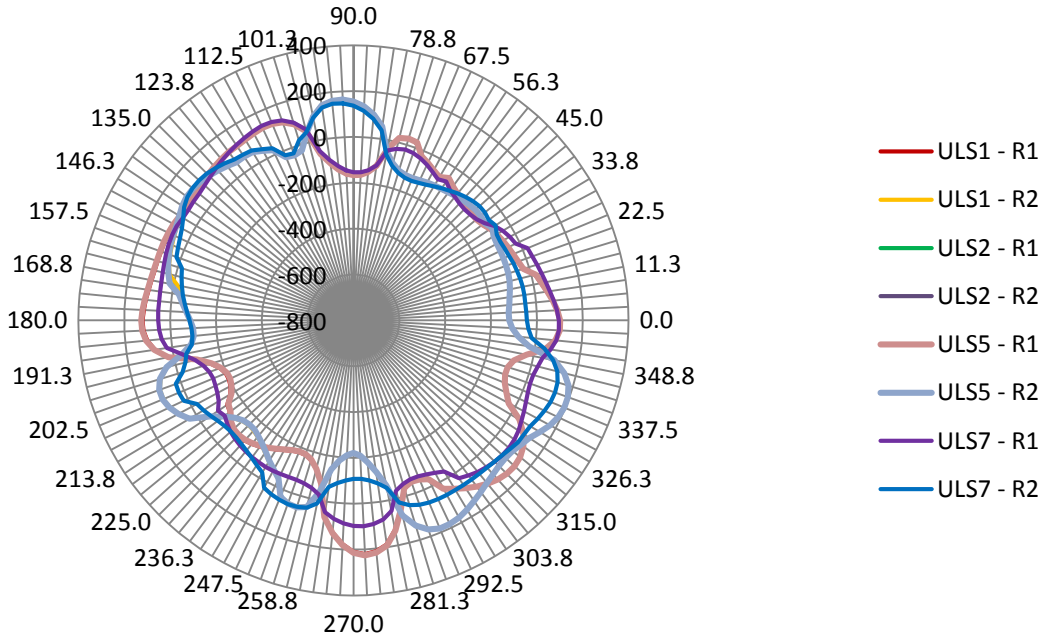
*Trường hợp tải trọng bản thân ULS bằng với SLS, khi hệ số tải trọng liên quan là 1

Theo các kết quả trong Bảng 6 1 bảng 6 7, Mục B-B được xác định là phần quan trọng cho cả hai EBT và WBT, trong điều kiện nước ngầm thấp. Trong hình 6 1 và Hình 6 2, lực dọc trục, lực cắt và mô men uốn được thể hiện trong tất cả các tổ hợp tải trọng trong điều kiện nước ngầm quan trọng tại Mục B-B cho WBT và EBT.

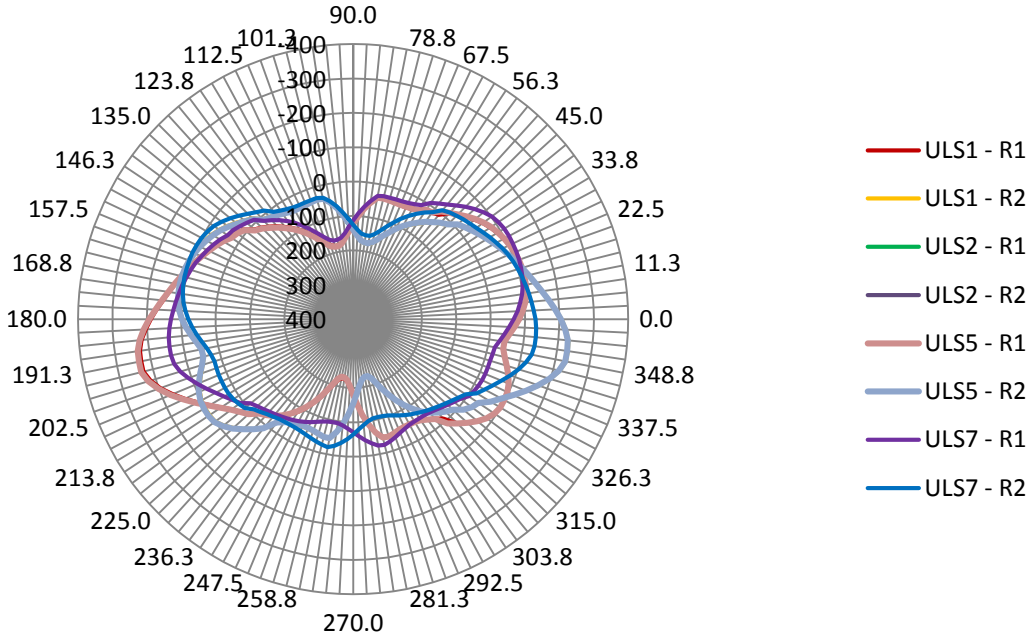
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)



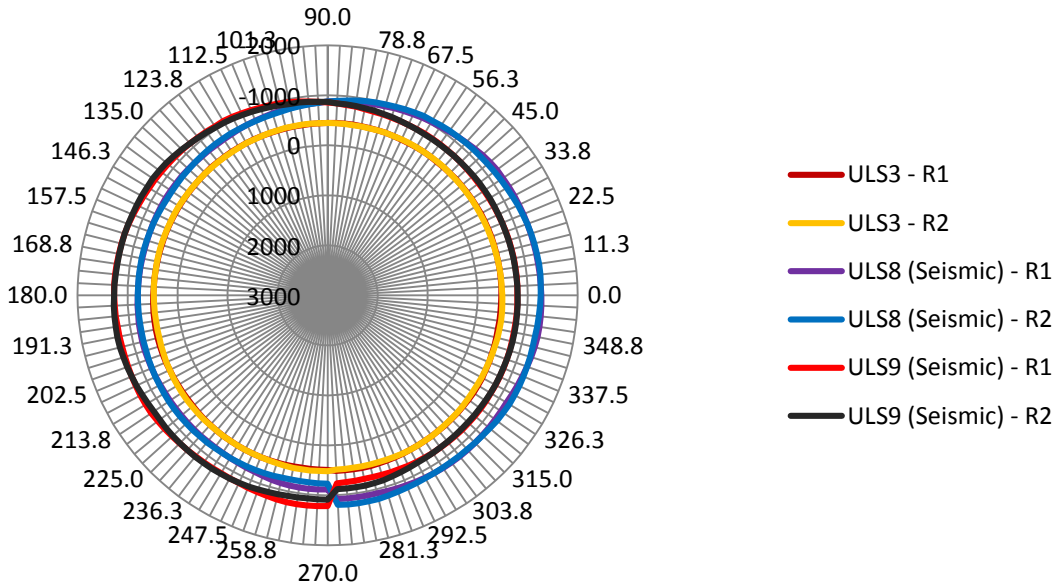
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)



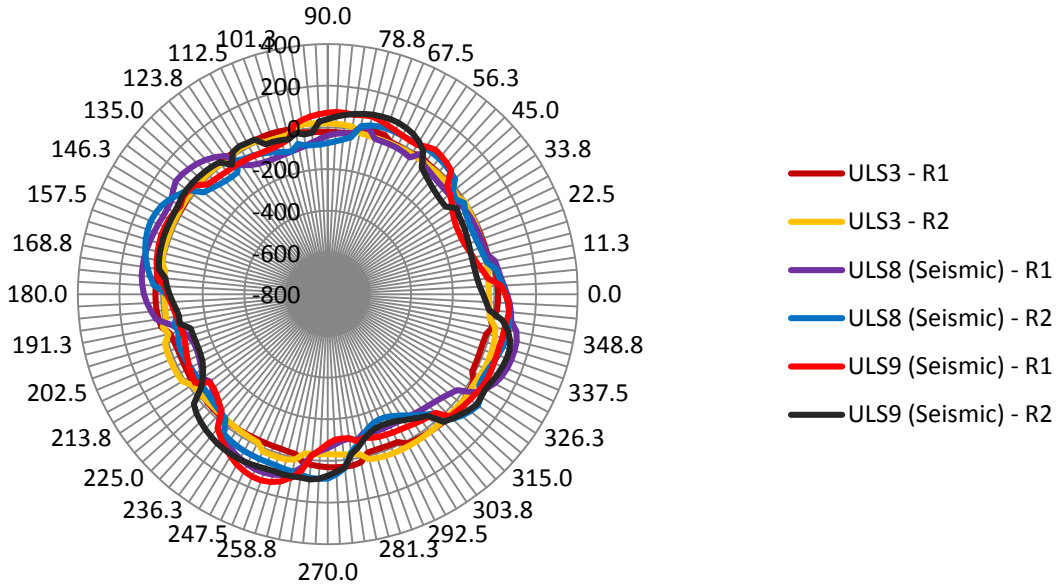
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)



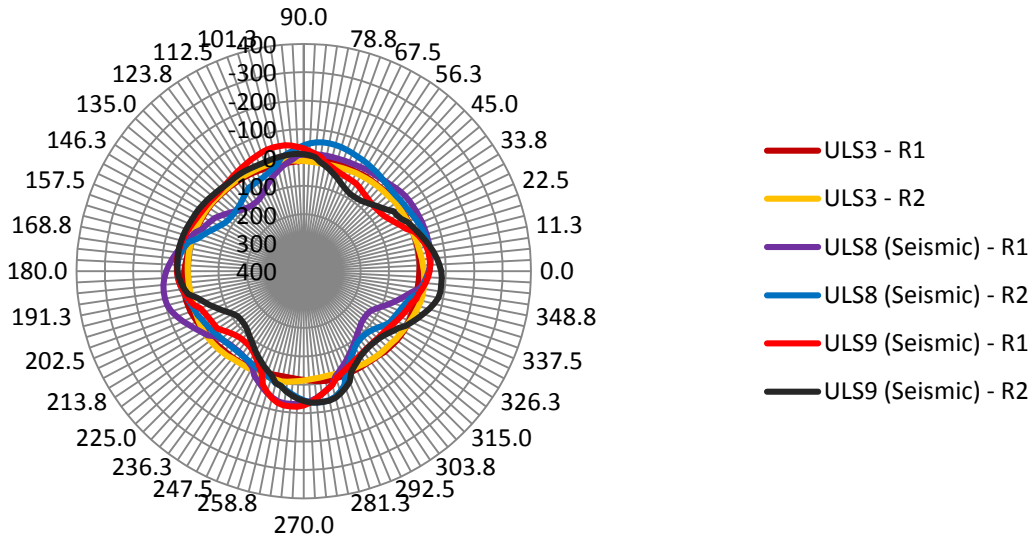
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



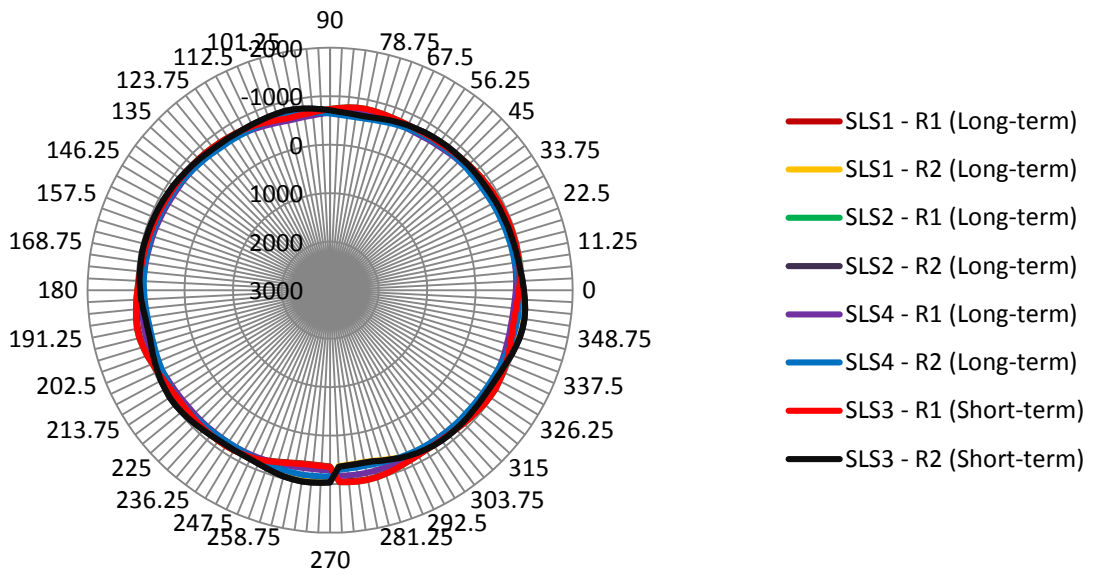
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



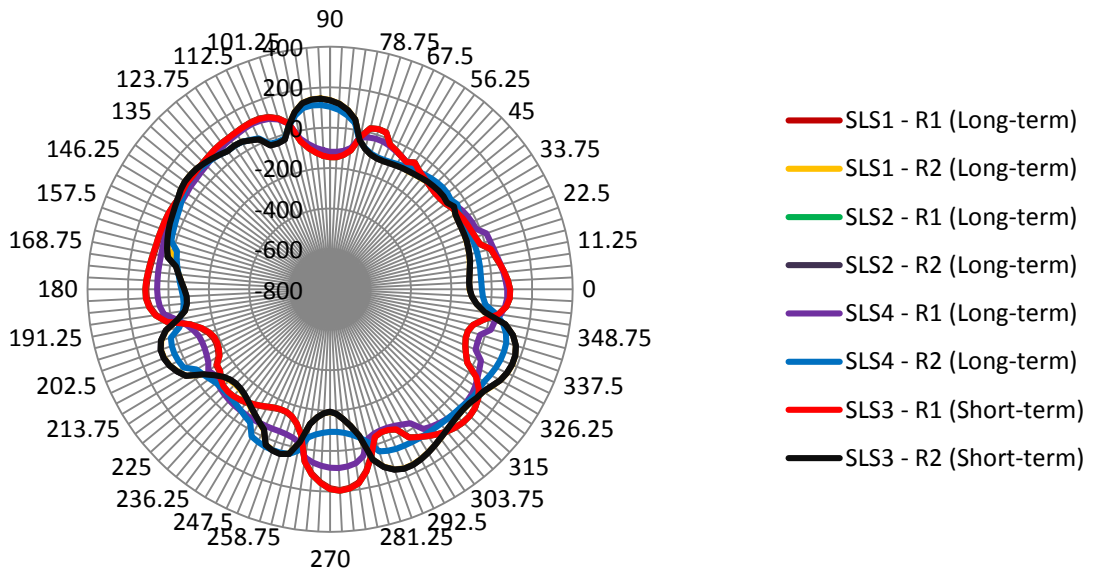
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



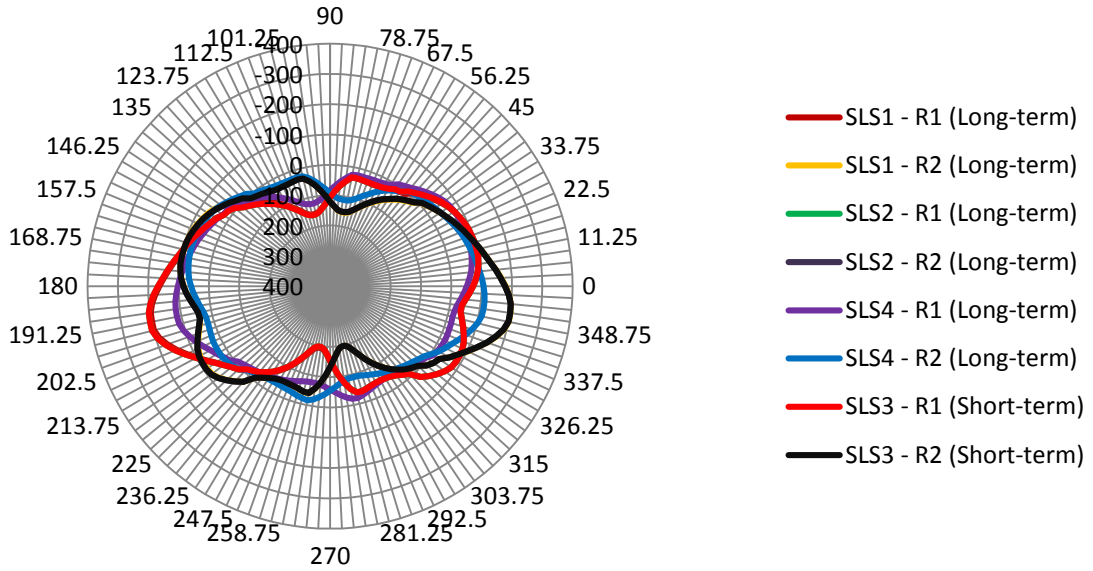
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)



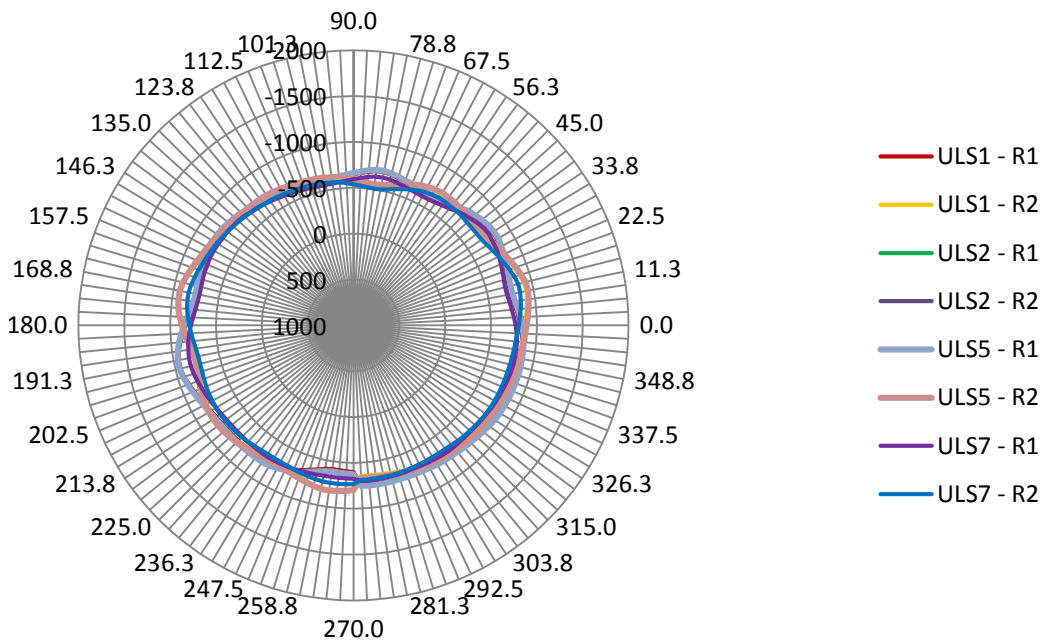
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)



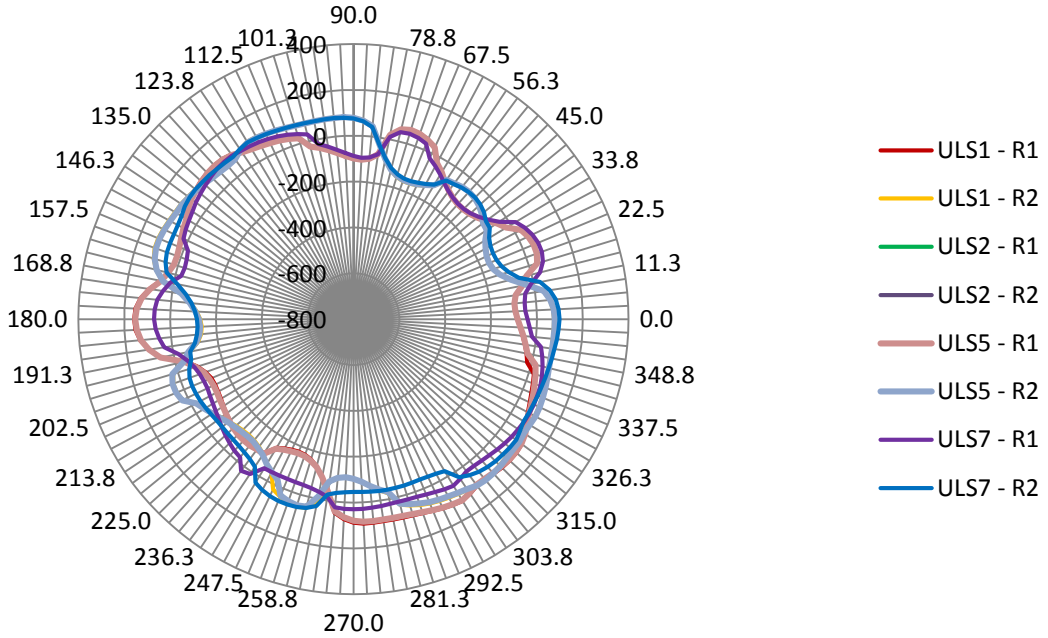
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)



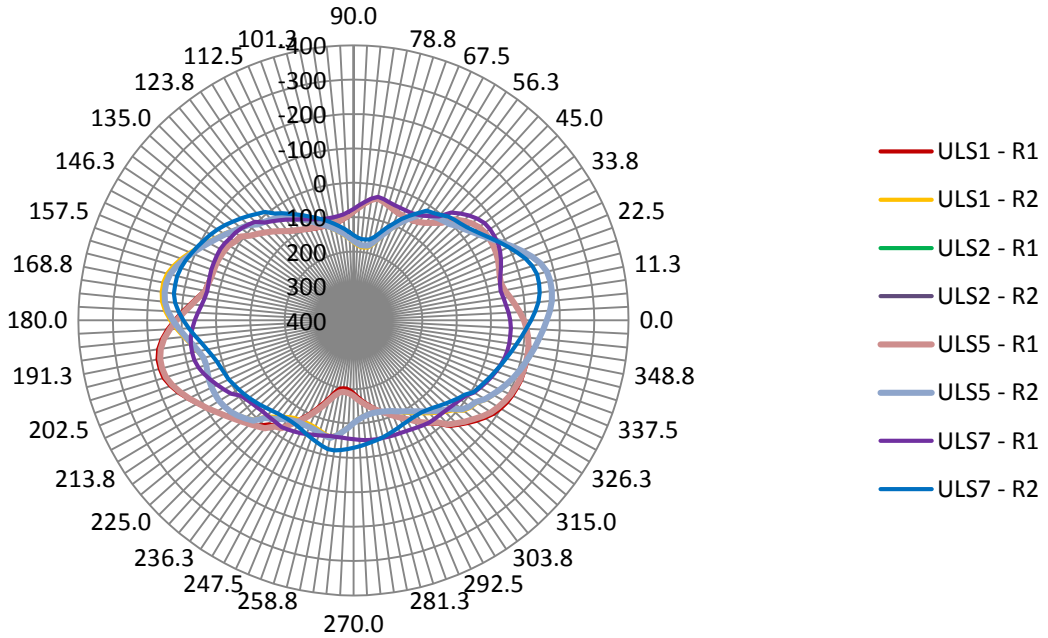
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)



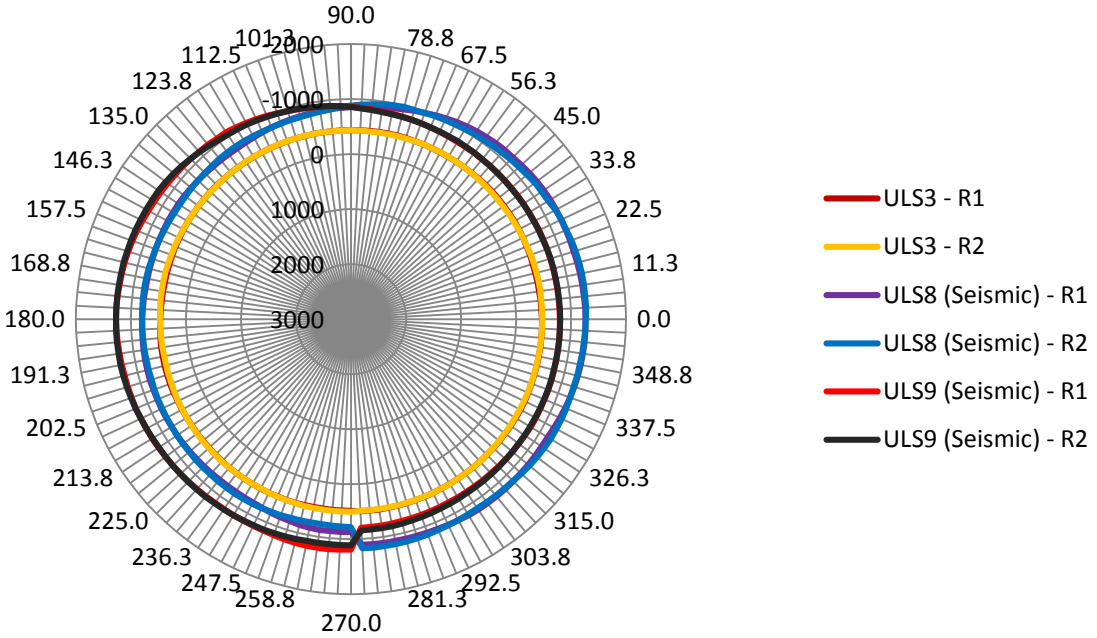
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)



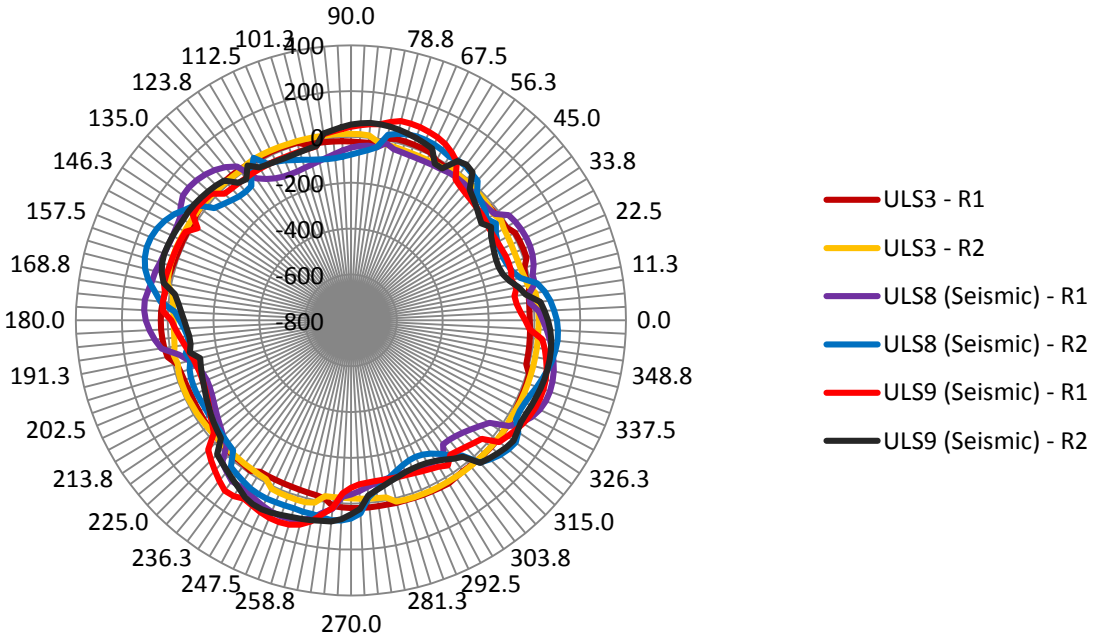
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)



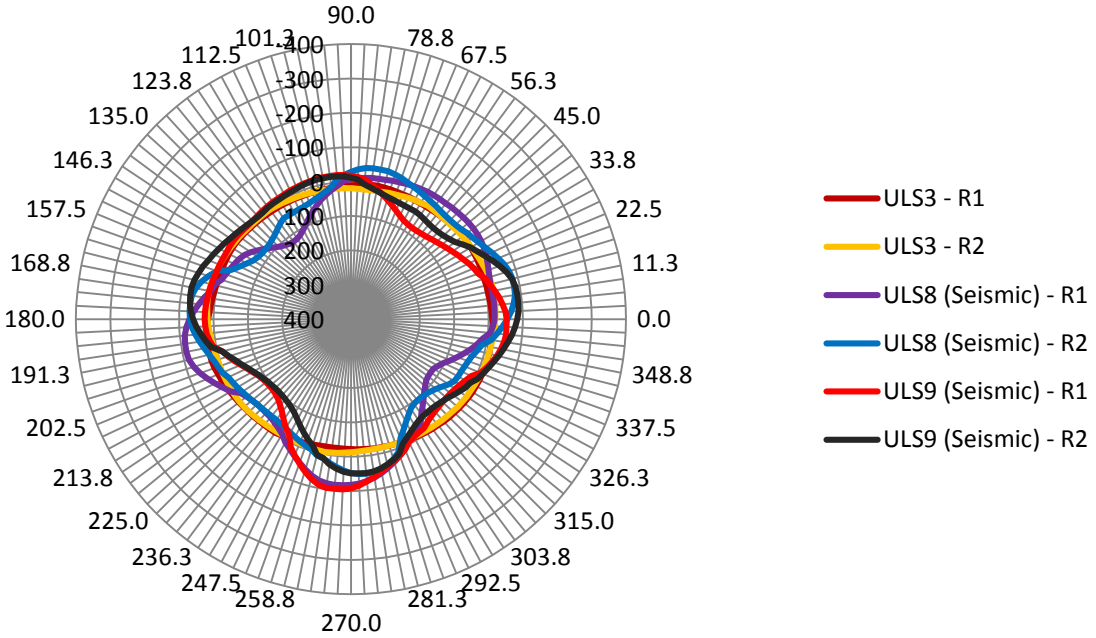
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



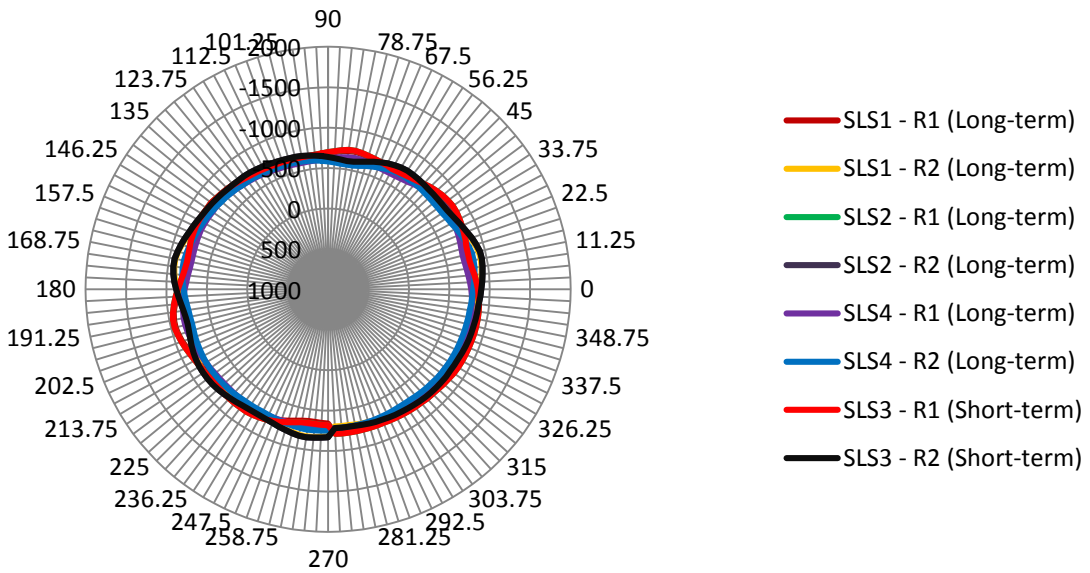
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)

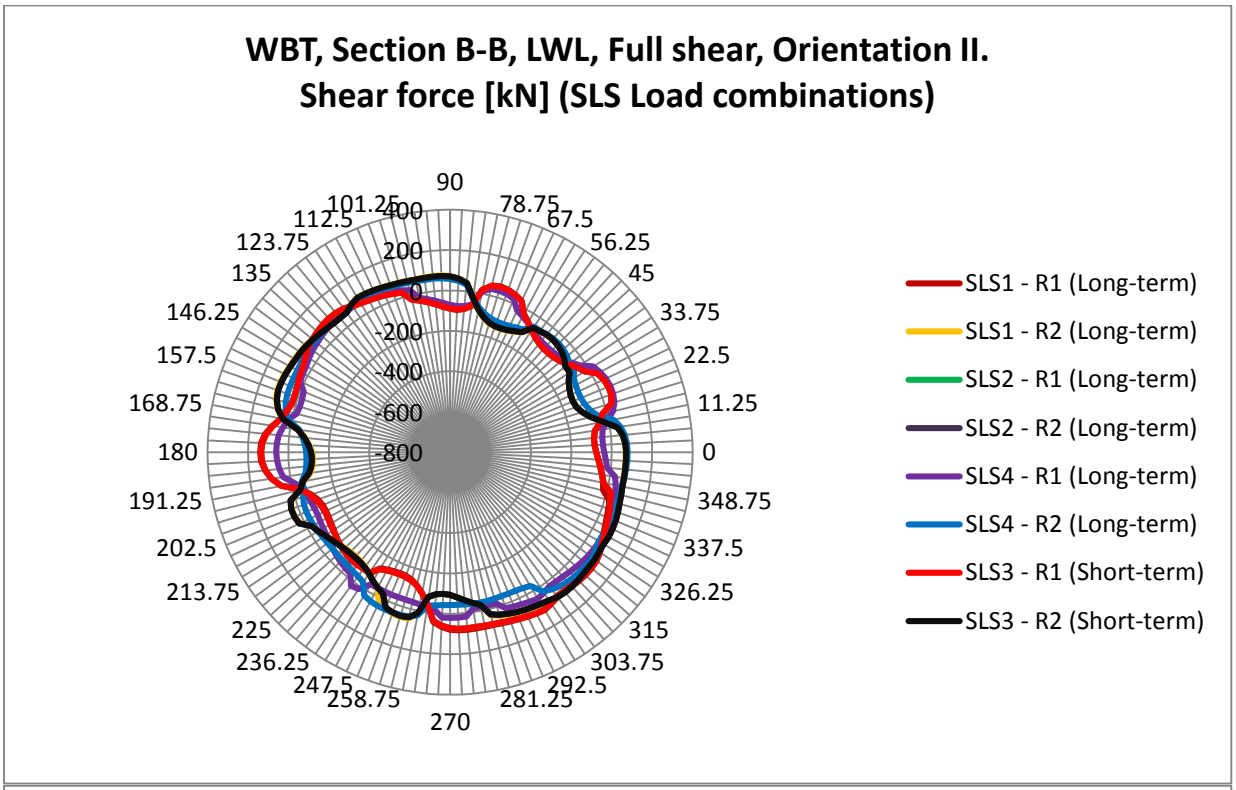


WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)





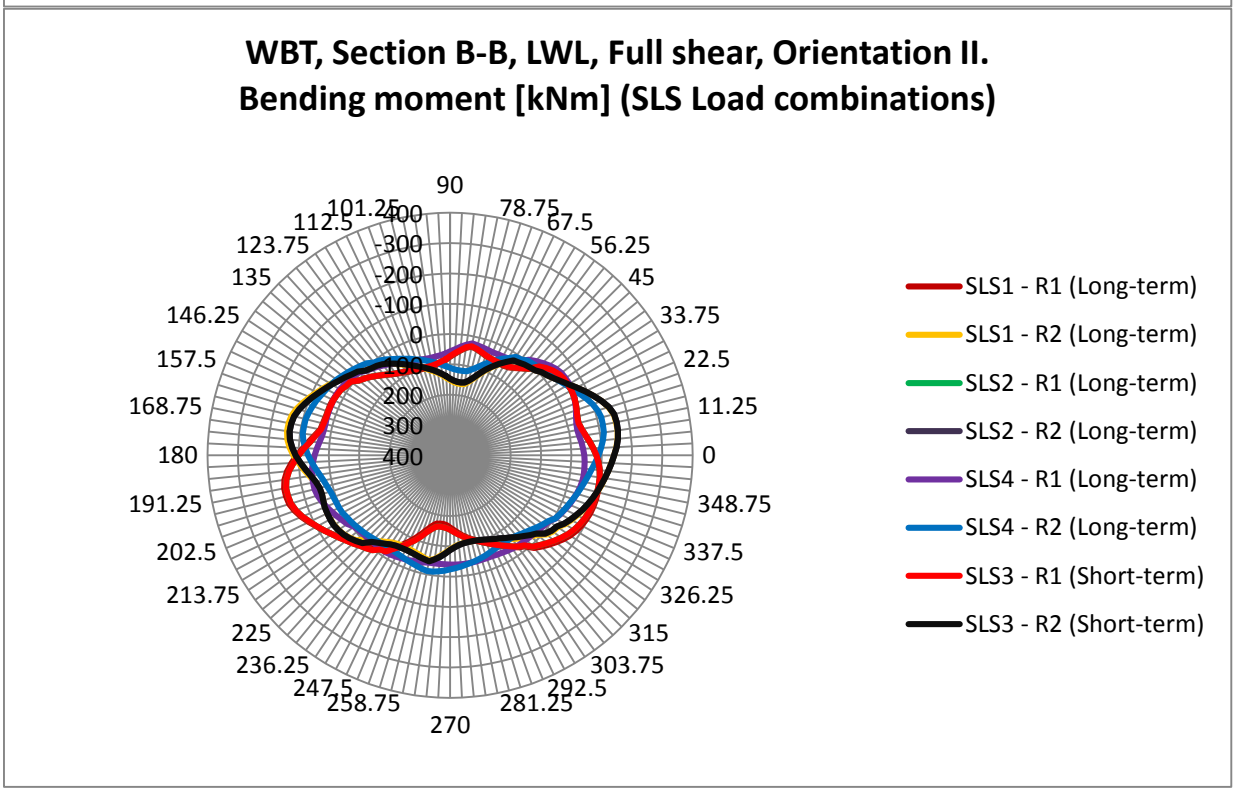
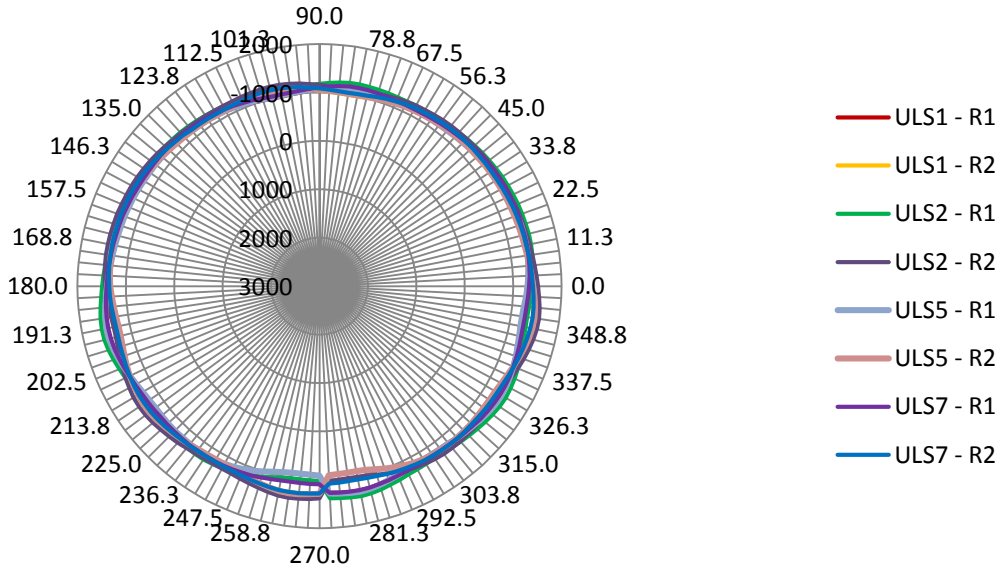
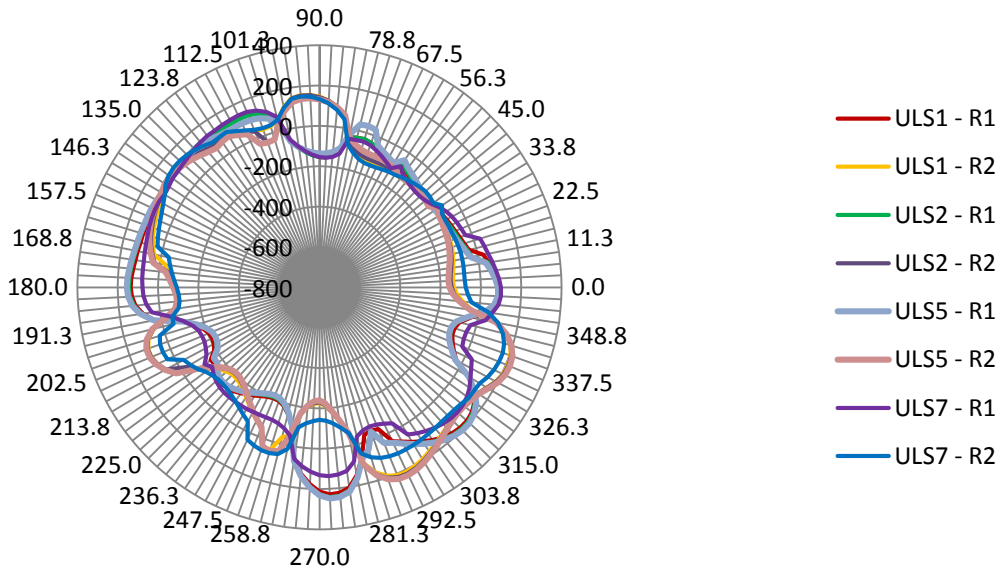


Figure 6-1 Axial, Shear Force, and Bending Moment Diagrams of WBT, Section B-B, Low Groundwater Level

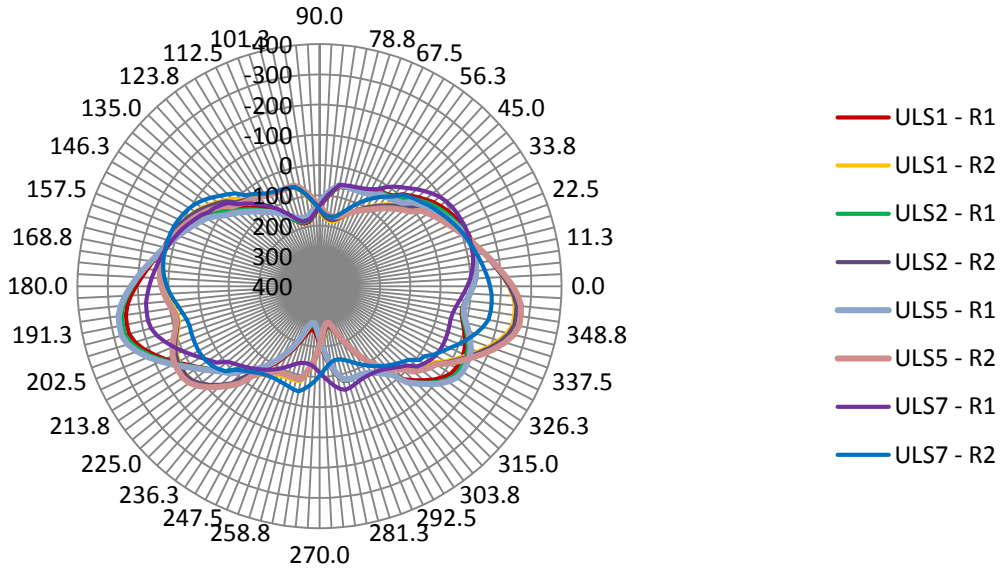
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)



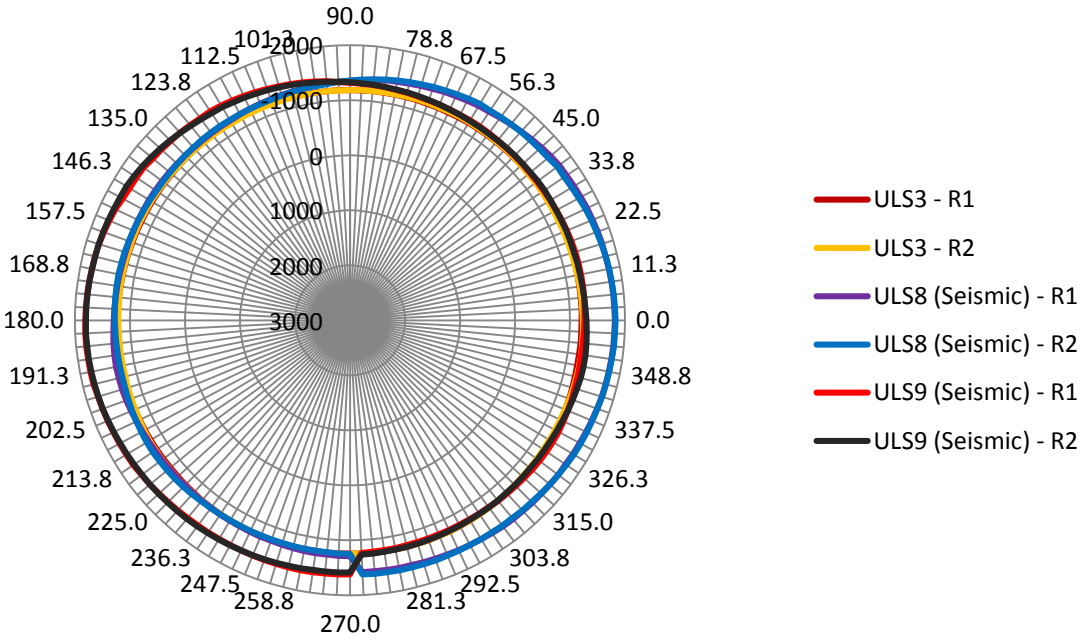
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)



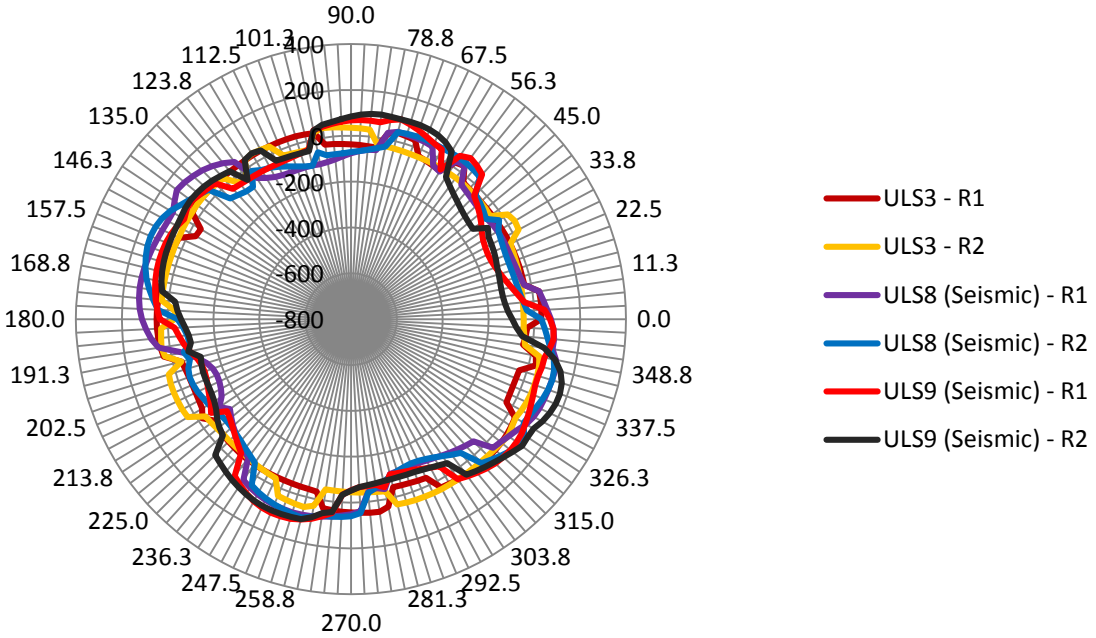
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)



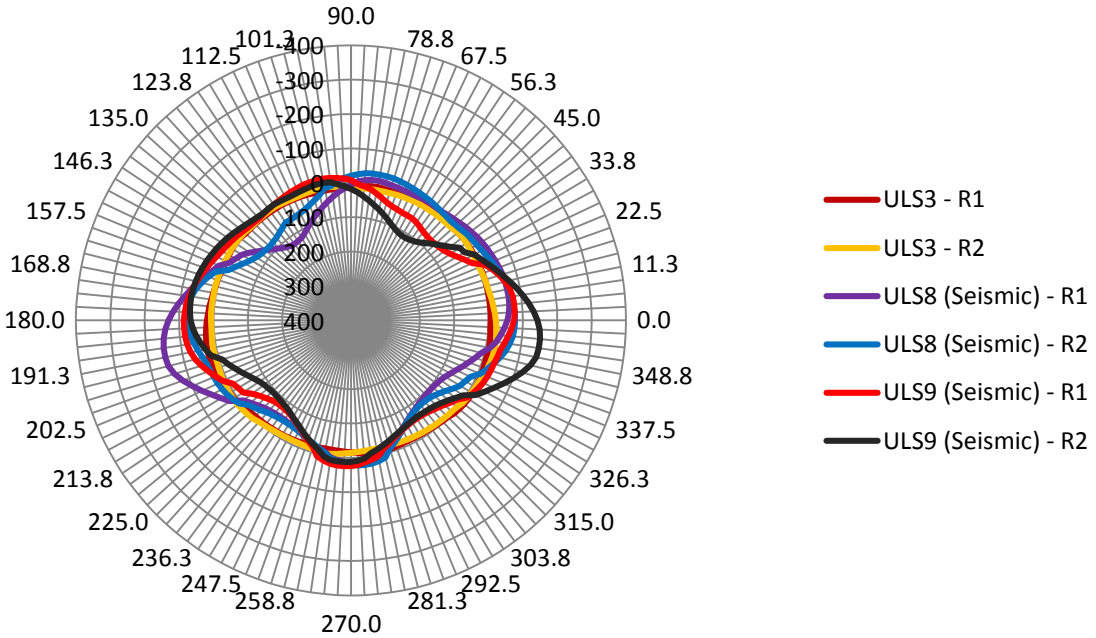
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



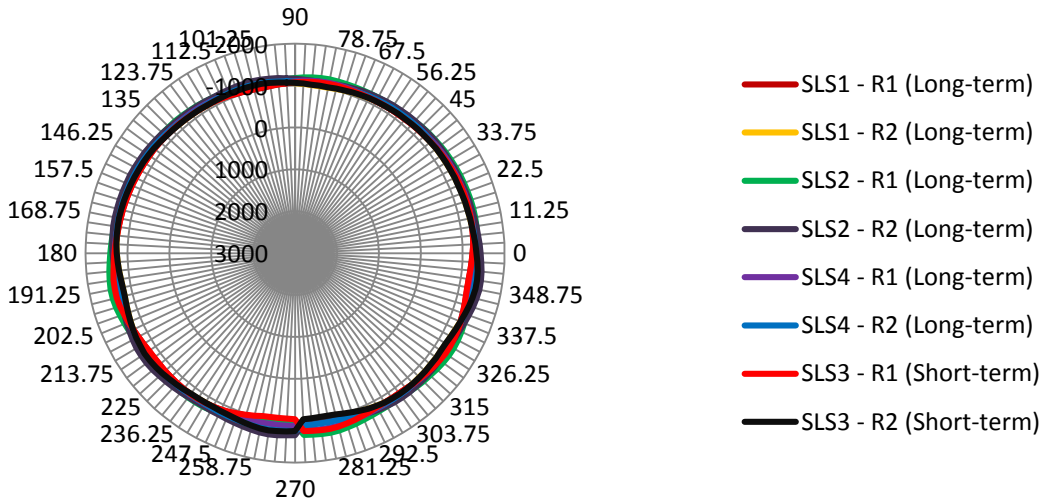
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



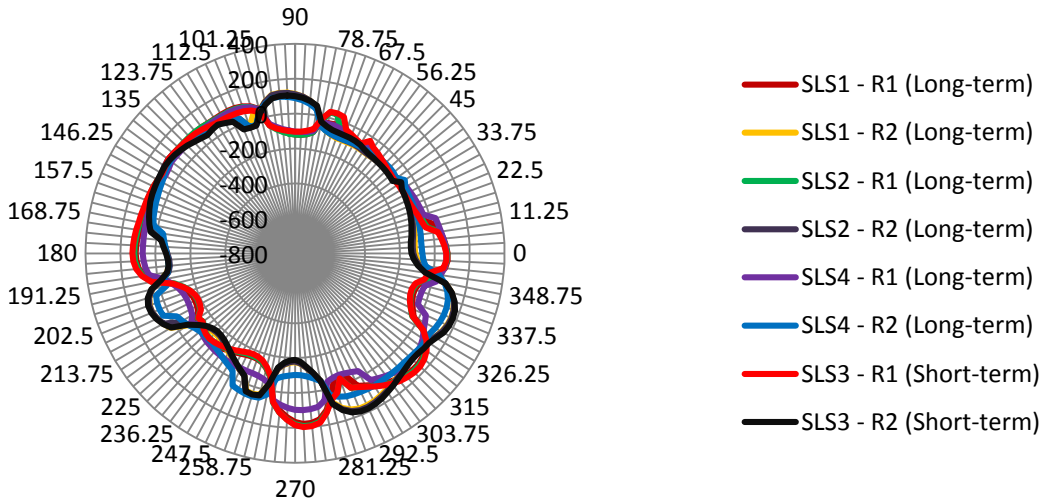
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



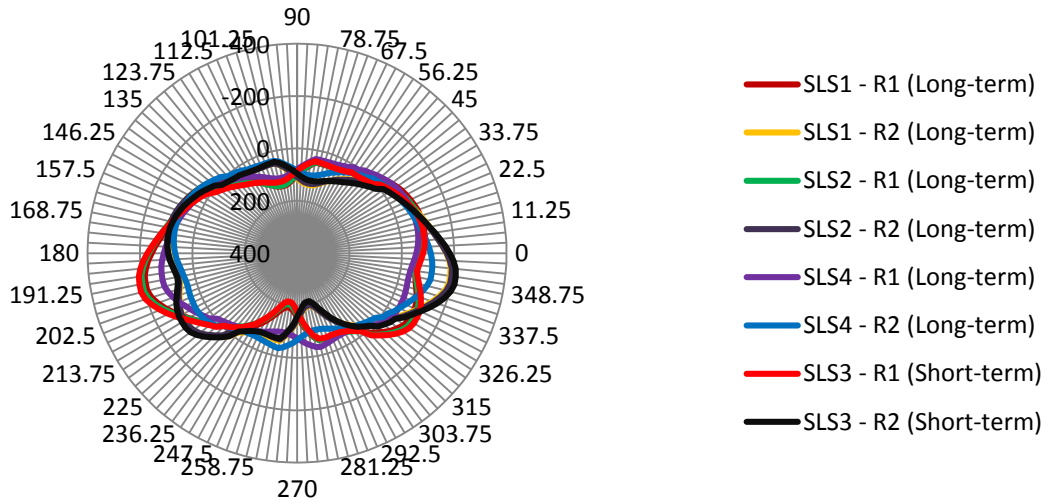
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)



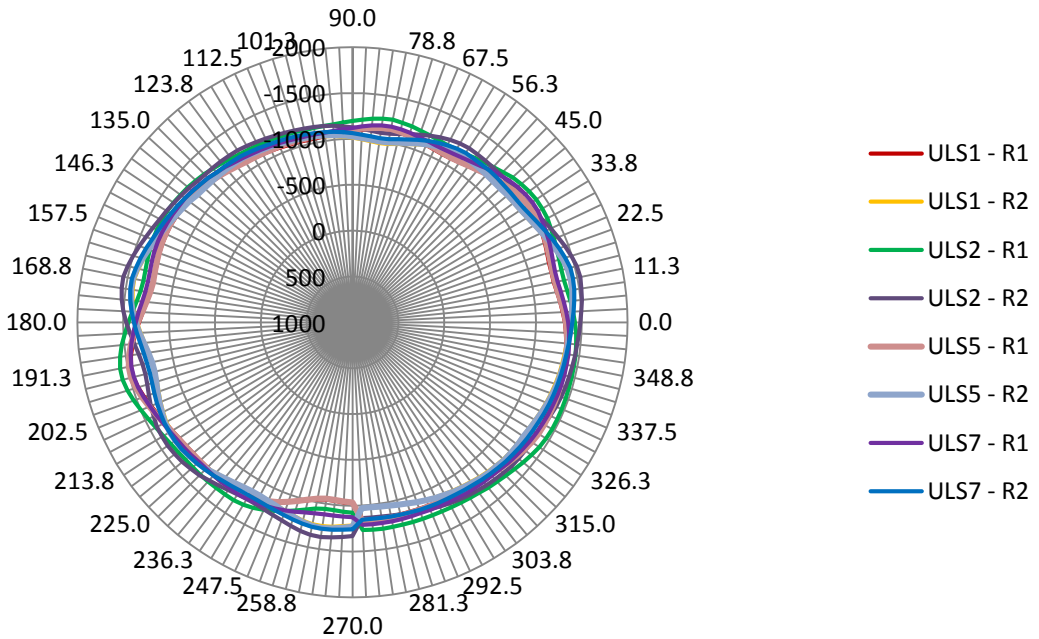
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)



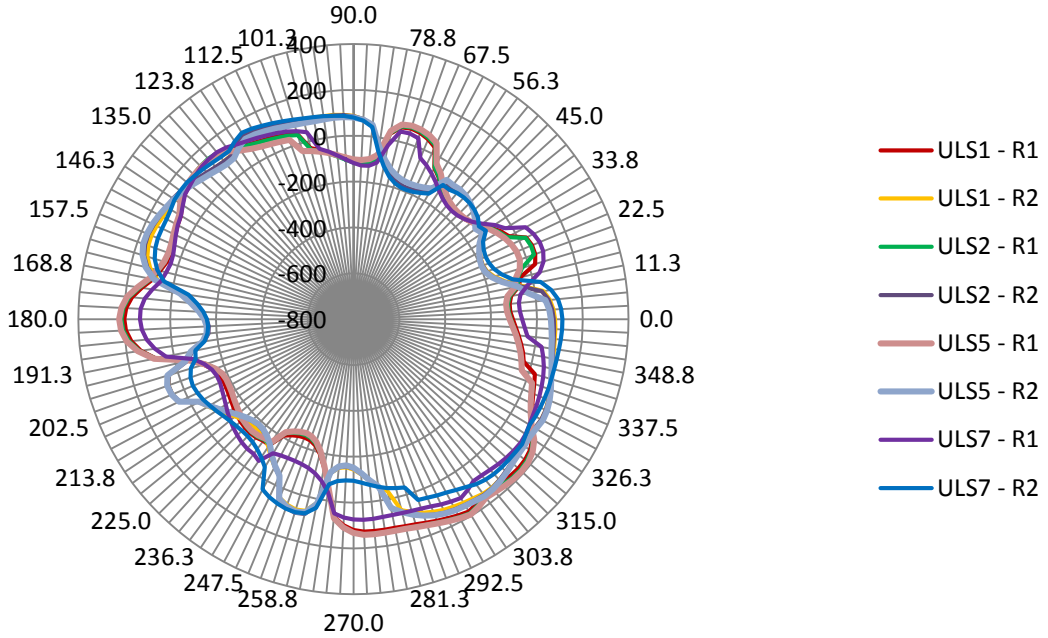
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)



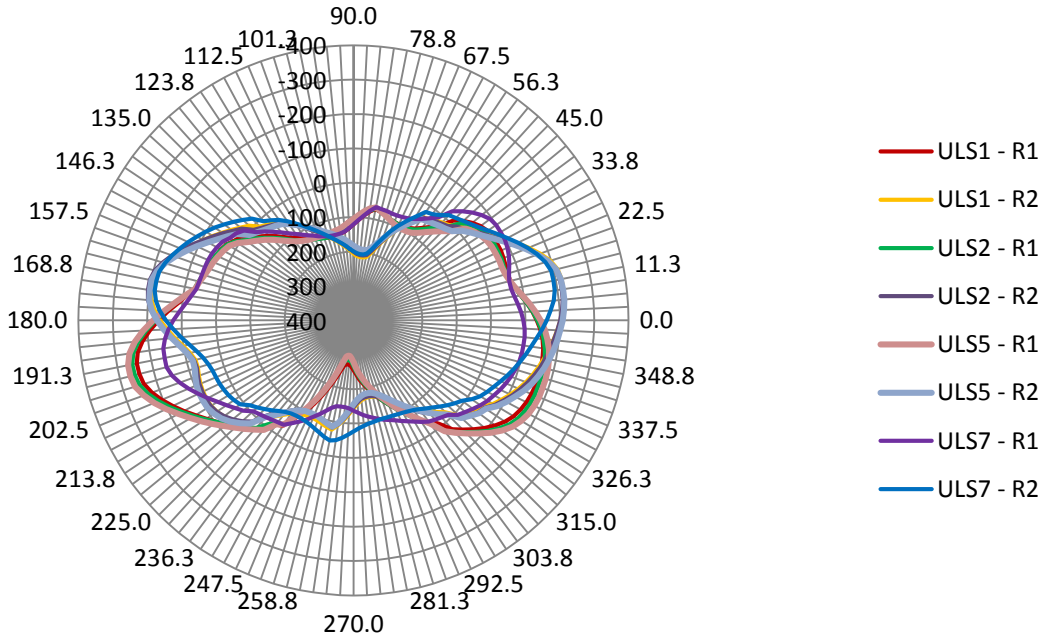
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)



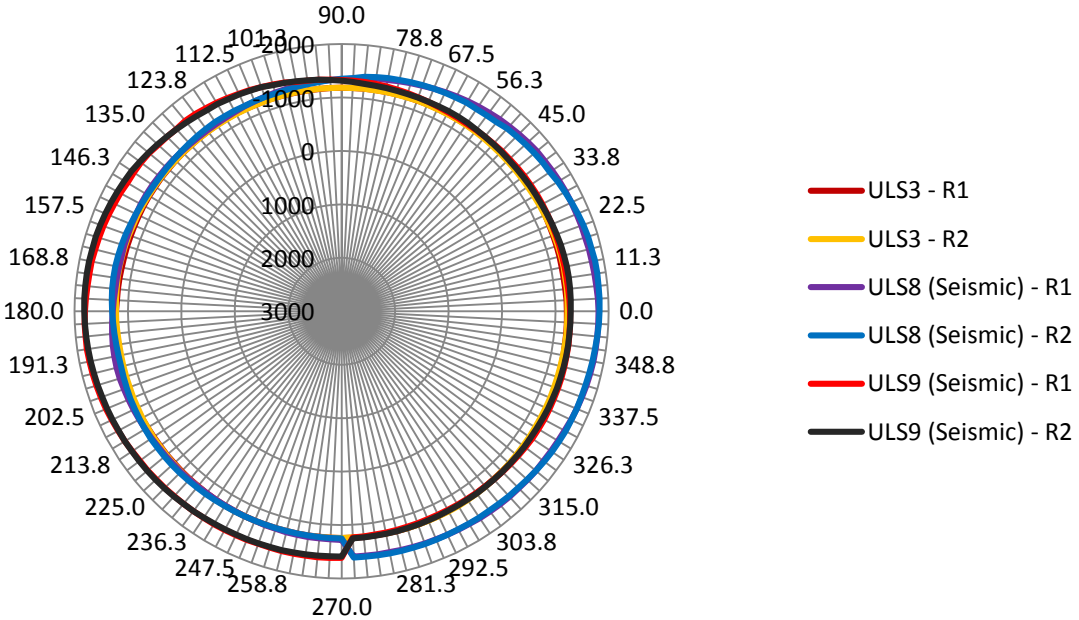
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)



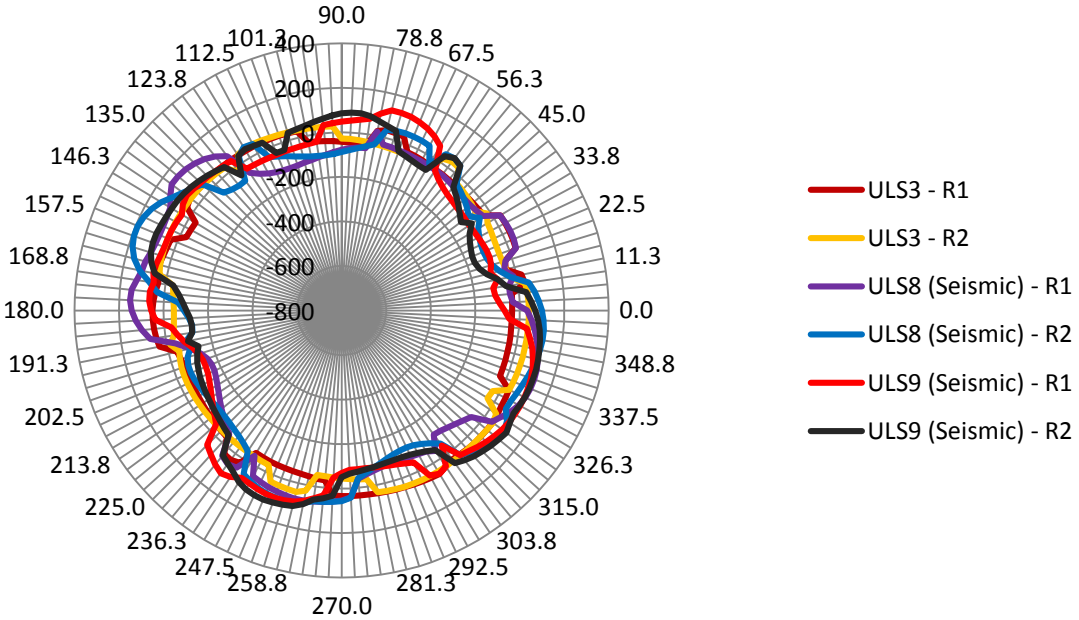
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)



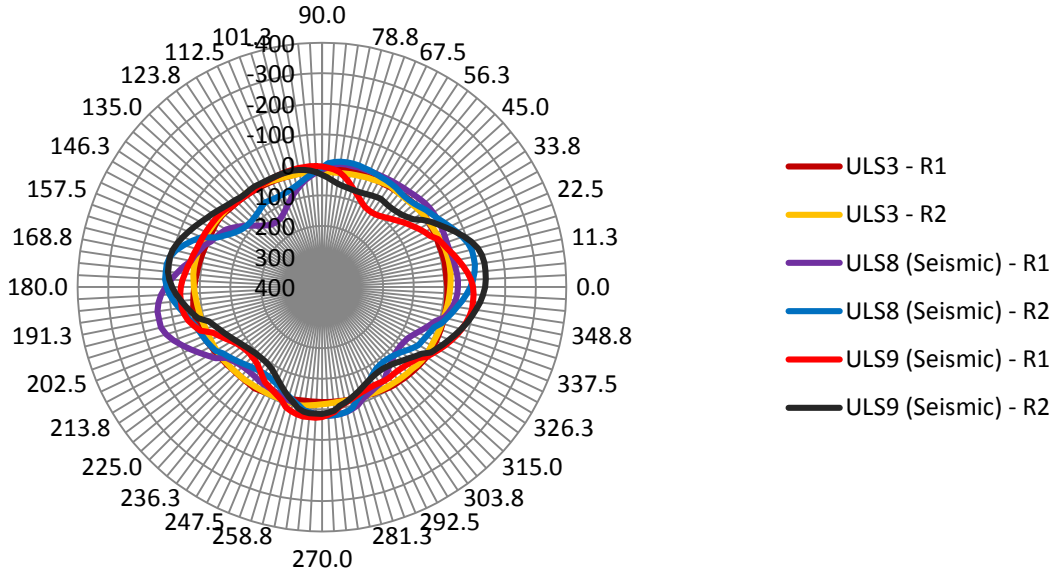
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



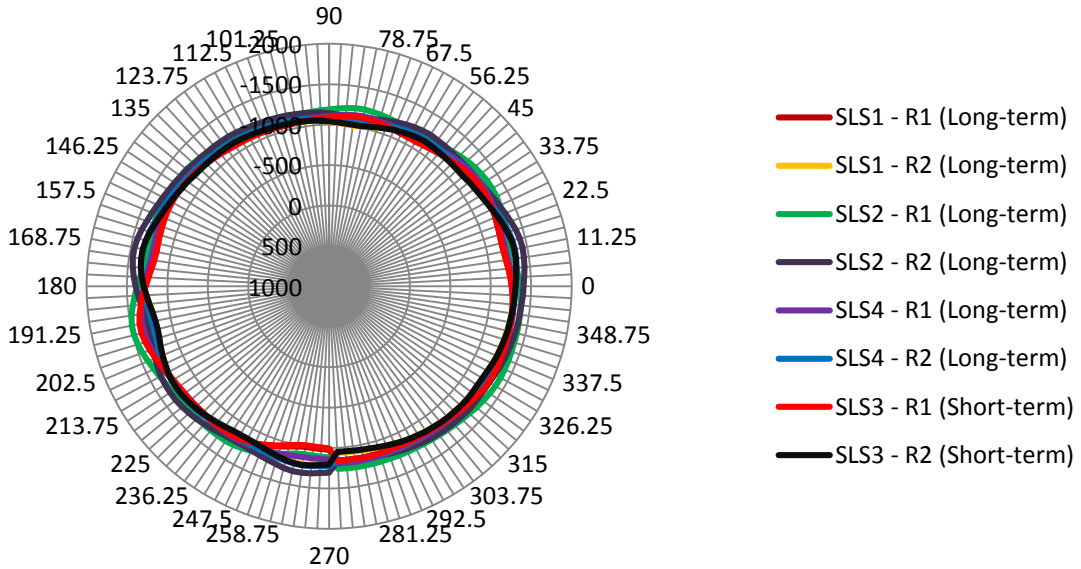
EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)

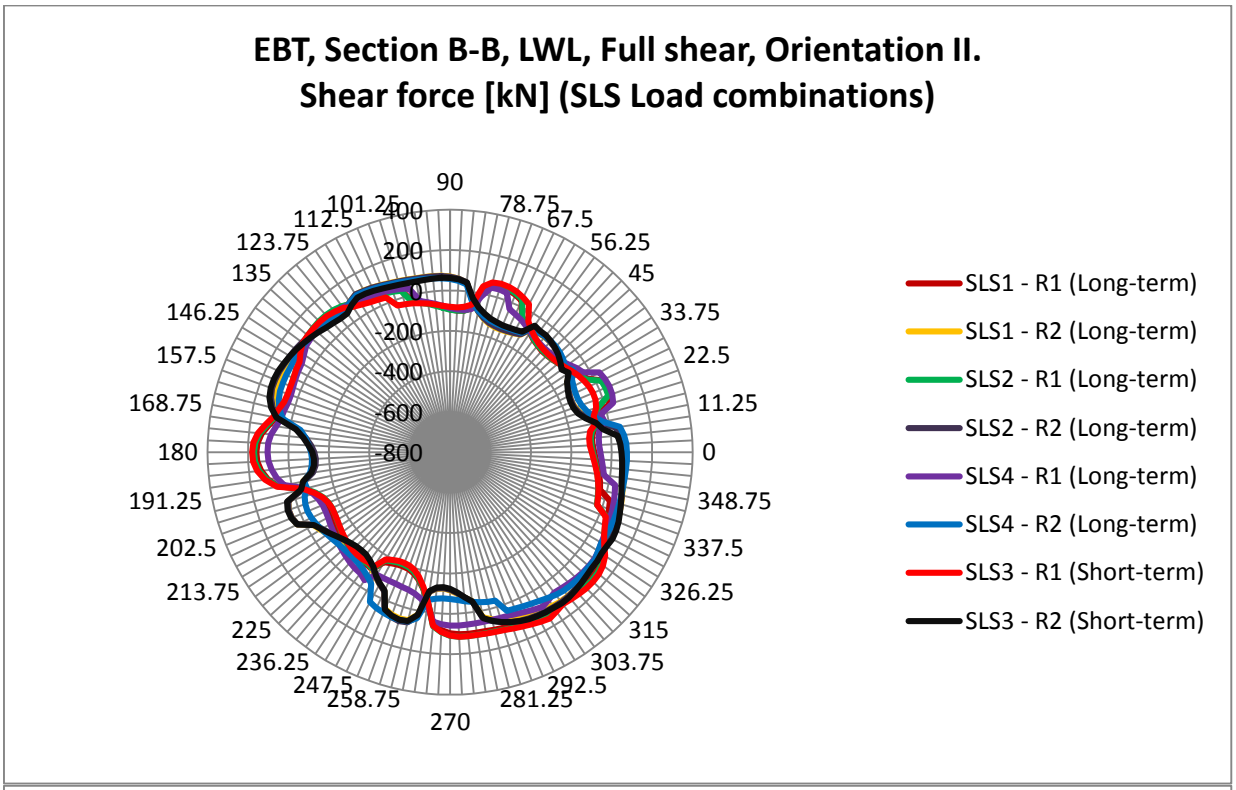


EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)





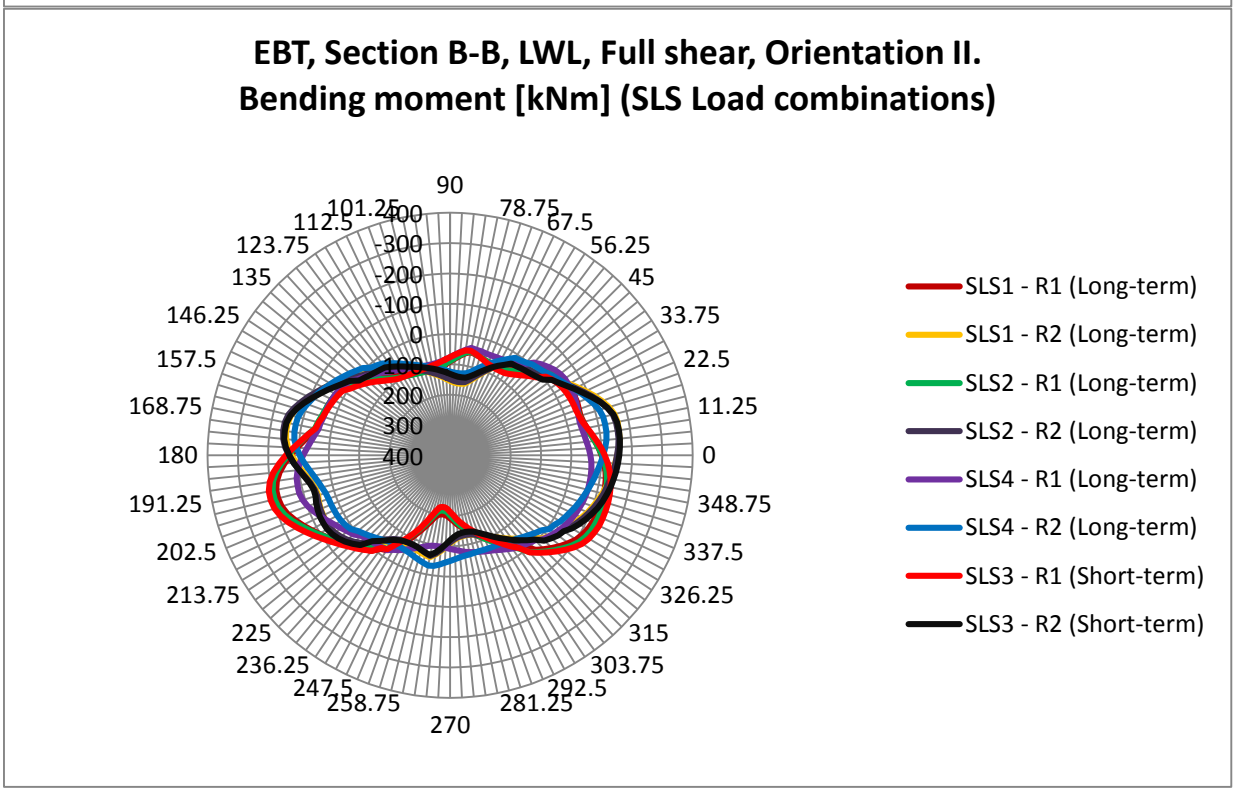


Figure 6-2 Axial, Shear Force, and Bending Moment Diagrams of EBT, Section B-B, Low Groundwater Level

Dựa trên phân tích cấu trúc mô men uốn tối đa và tối thiểu và các lực dọc trục liên quan được thu thập vào Bảng. Bảng 6 9 cho thấy mô men uốn và lực dọc trục nhân lên bởi các hệ số cấu trúc liên quan, và các yếu tố phân tích kết cấu; giá trị thể hiện trong Bảng 6-9 được sử dụng trong thiết kế kết cấu. Sơ đồ M-N của vỏ hầm được trình bày trong Hình 6 3; Điểm A đến F cho thấy sự kết hợp quan trọng mô men uốn và lực dọc trục . Các điểm hội tụ được giới thiệu trong Bảng 6 8 và bảng 6 9, cột 3: ID điểm được thể hiện trong brackets kết hợp tải trọng và bố trí lò xo cắt (ví dụ WBT, Định hướng I, điểm A).

Table 6-8 Critical (Negative and Positive) Bending Moments and Related Axial Forces of EBT and WBT

Shear-spring Condition	Ring Orientation	Critical Load Combination, Shear Spring Arrangement	Min. Moment (kNm) and Related Axial Force (kN)		Max. Moment (kNm) and Related Axial Force (kN)	
			Axial Force	Bending Moment	Axial Force	Bending Moment
WBT, Section B-B, Low GWL	Orientation I	ULS2; Full shear (a)	**-1064**	**-235**	-	-
	Orientation II	ULS2; Full shear (b)	-	-	**-610**	**241**
EBT, Section B-B, Low GWL	Orientation I.	ULS5; Full shear (c)	**-1476**	**-277**	-	-
	Orientation II	ULS5; Full shear (d)	-	-	**-928**	**298**
EBT, Section B-B, Low GWL (Without twin-tunnel effect)	Orientation I.	ULS2;Full shear* (e)	**-1583**	**-263**	-	-
	Orientation II	ULS2; Full shear* (f)	-	-	**-1056**	**284**

* Mô men quan trọng và lực doc trục liên quan không ảnh hưởng hầm đôi.

Table 6-9 Design Value of Critical (Negative and Positive) Bending Moments and Related Axial Forces of EBT and WBT (Calculated as Sectional Forces × Structural Factor × Structural Analysis Factor)

Shear-spring Condition	Ring Orientation	Critical Load Combination, Shear Spring Arrangement	Min. Moment (kNm) and Related Axial Force (kN)		Max. Moment (kNm) and Related Axial Force (kN)	
			Axial Force	Bending Moment	Axial Force	Bending Moment
WBT, Section B-B, Low GWL	Orientation I	ULS2; Full shear (a)	**-1522**	**-336**	-	-
	Orientation II	ULS2; Full shear (b)	-	-	**-872**	**345**
EBT, Section B-B, Low GWL	Orientation I.	ULS5; Full shear (c)	**-2111**	**-396**	-	-
	Orientation II	ULS5; Full shear (d)	-	-	**-1328**	**427**
EBT, Section B-B, Low GWL (Without twin-tunnel effect)	Orientation I.	ULS2;Full shear* (e)	**-2264**	**-376**	-	-
	Orientation II	ULS2;Full shear* (f)	-	-	**-1510**	**406**

* Mô men quan trọng và lực doc trục liên quan không ảnh hưởng hầm đôi.

Dựa vào Bảng Table 6-, có thể kết luận rằng mô men uốn quan trọng là momen hogging (423 kNm) với một lực dọc trục tương đối thấp (-1350 kN). Trong trường hợp của mo men võng (-392 kNm), lực dọc trục liên quan sẽ cao hơn (-2128), bố trí cốt thép do đó khác nhau (số tiền thấp hơn cốt thép) là thỏa đáng. Trong Bảng 6 10, việc bố trí cốt thép được giới thiệu.

Table 6-10 Tổng kết Phân khúc uốn, sắp xếp trục cốt thép

Reinforcement	Bar diameter (mm)	Quantity	Area (mm2)
Extrados Rebar	16	12	2413

Intrados Rebar	22	10	3801

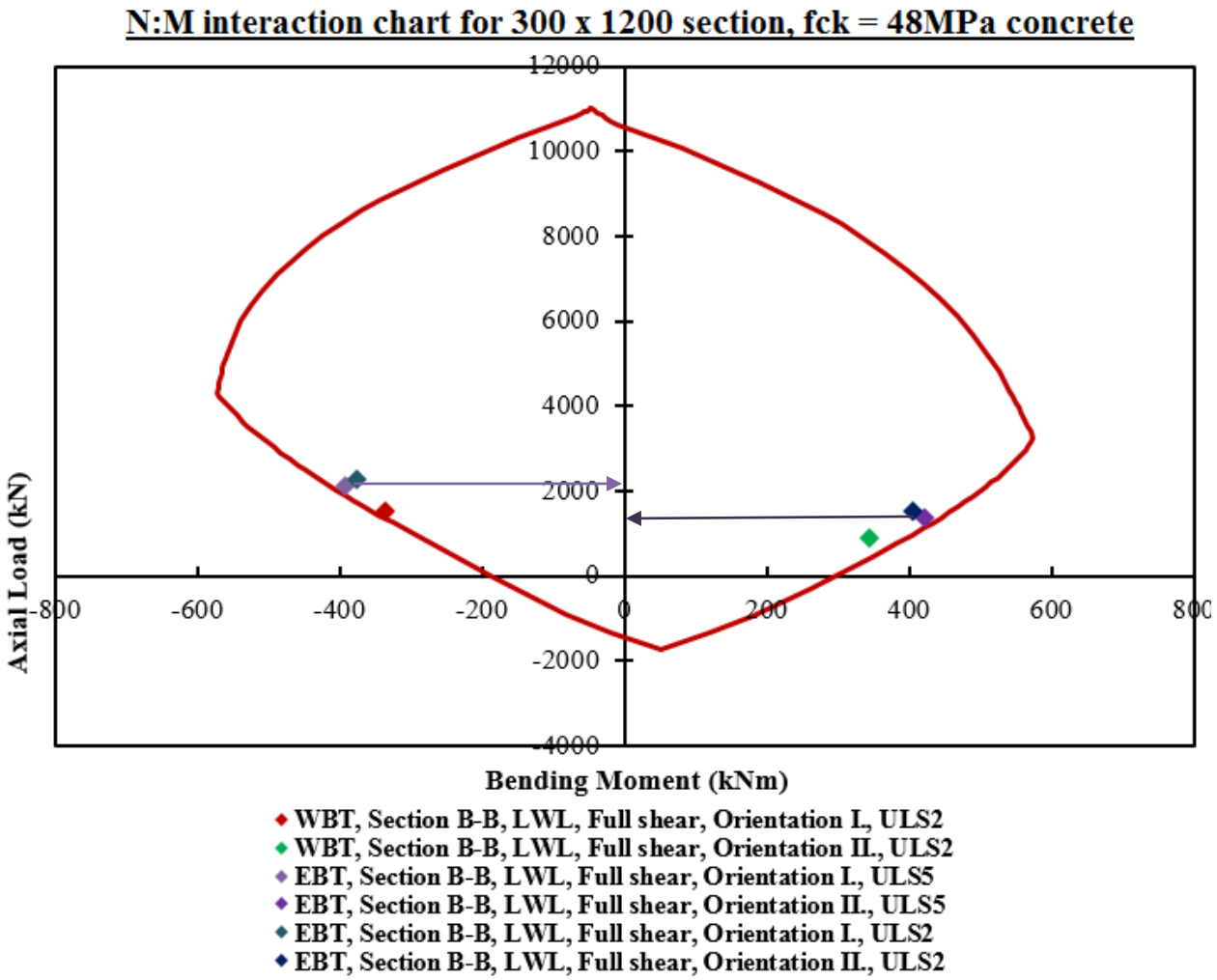


Figure 6-3 Evaluation of Reinforced Concrete Resistance with the Aid of M-N Diagram and the Critical Sectional Forces

6.2 Chuyển vị của tấm vỏ

Theo Thông số kỹ thuật thiết kế phác thảo, độ cứng lớp vỏ phải đủ để giới hạn biến dạng cho phép tối đa xuống 1%. Để kiểm tra biến dạng, đường bao biến dạng bán kính của vỏ hầm chịu các trường hợp tải trọng SLS được xem xét và kiểm tra so với 1,0% của bán kính,

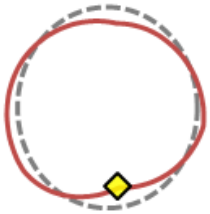
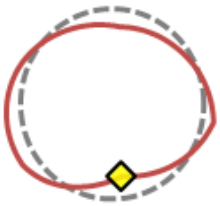
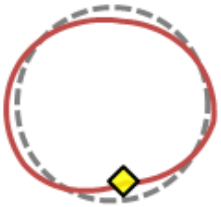
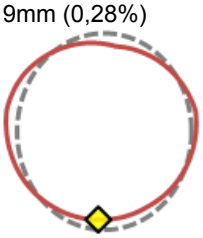
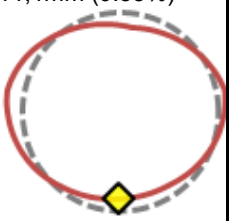
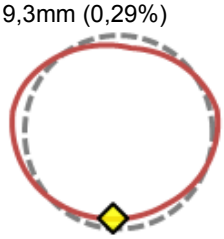
Tức là, 1,0% × 3175 = 31,75 mm.

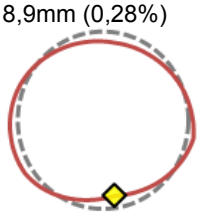
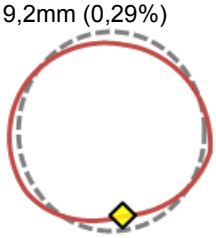
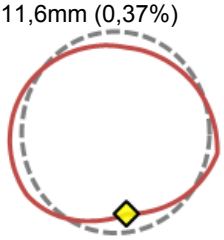
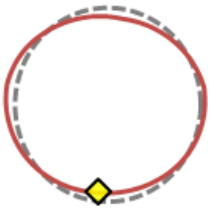
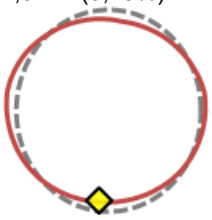
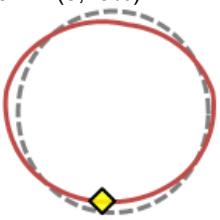
Sẽ an toàn nhất để kiểm tra biến dạng mà không xem xét ma sát có từ phân đoạn vỏ lân cận. Vì vậy, trường hợp "lò xo cắt bằng không" được sử dụng để kiểm tra tiêu chuẩn biến dạng của vỏ hầm.

Các đường bao biến dạng tương đối của vỏ hầm tại mặt cắt A-A, B-B và C-C được trình bày trong Bảng 6-8. Các giá trị biến dạng tương đối tương ứng với chuyển vị từ hình không biến dạng cùng tâm là vỏ biến dạng.

Bảng 6-11 chỉ ra rằng biến dạng nguy hiểm nhất là 15,0 mm (0,47%), biến dạng lớn nhất nhỏ hơn giới hạn. Như vậy, tiêu chuẩn biến dạng được đảm bảo. Sự kiểm tra kín nước trình bày trong mục 0.

Bảng 6-11 Trường hợp B (không có lò xo chịu cắt) các đường bao biến dạng của vỏ hầm (Tất cả các trường hợp tải trọng SLS)

Mặt cắt hầm	Phương	Biến dạng (mm)			Biến dạng bán kính cho phép (mm)
		Mặt cắt A-A	Section B-B	Section C-C	
WBT mực nước ngầm thấp	Phương I	Biến dạng bán kính lớn nhất: 12,3mm (0,39%) 	Biến dạng bán kính lớn nhất: 15mm (0,47%) 	Biến dạng bán kính lớn nhất: 11,2mm (0,35%) 	31,75 (1,0% của bán kính hầm)
	Phương II	Biến dạng bán kính lớn nhất: 9mm (0,28%) 	Biến dạng bán kính lớn nhất: 11,1mm (0.35%) 	Biến dạng bán kính lớn nhất: 9,3mm (0,29%) 	

Mặt cắt hầm	Phương	Biến dạng (mm)			Biến dạng bán kính cho phép (mm)
		Mực nước ngầm cao	High GWL	Low GWL	
EBT Mặt cắt B-B	Phương I	Biến dạng bán kính lớn nhất: 8,9mm (0,28%) 	Biến dạng bán kính lớn nhất: 9,2mm (0,29%) 	Biến dạng bán kính lớn nhất: 11,6mm (0,37%) 	31,75 (1,0% của bán kính hầm)
	Phương II	Biến dạng bán kính lớn nhất: 6,8mm (0,21%) 	Biến dạng bán kính lớn nhất: 7,3mm (0,23%) 	Biến dạng bán kính lớn nhất: 9mm (0,29%) 	

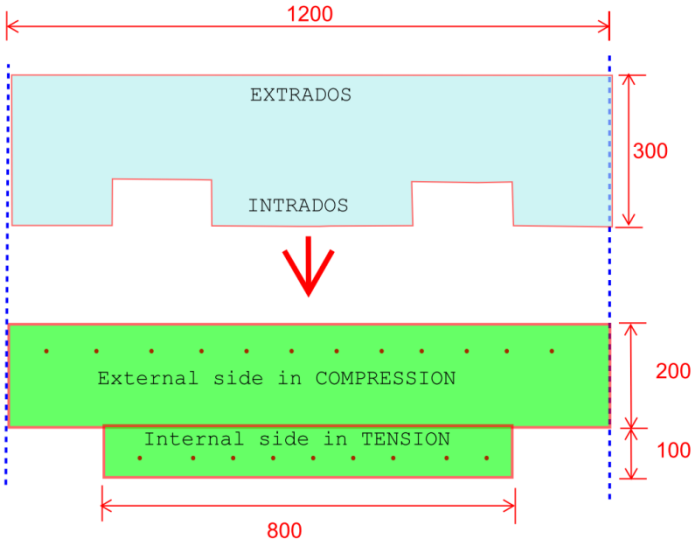
*Các biến dạng bên trên thể hiện hình dạng biến dạng "tương đối"
** Điểm màu vàng thể hiện vị trí biến dạng nhất*

7. THIẾT KẾ KẾT CẤU

Bố trí cốt thép kiến nghị của tấm vỏ được kiểm tra so với kết quả phân tích kết cấu. Cường độ kết cấu, phá hoại mối nối và độ rộng vết nứt được kiểm tra.

7.1 Kiểm tra cường độ kết cấu vỏ

Đường bao cường độ moment uốn-lực dọc cho bố trí cốt thép đề xuất được sử dụng để kiểm tra kết quả phân tích kết cấu từ SAP2000. Cũng vậy, lực cắt được kiểm tra so với cường độ chịu cắt V_{cd} và đồ thị $V_{cd} - V_{SAP2000}$ được sử dụng. Các kiểm tra cường độ kết cấu thể hiện trong **Phụ lục K**. Do dự hiện diện của bulông, độ rộng tương đương được chọn trong suốt thiết kế có xem xét sự giảm diện tích mặt cắt ngang.



Hình 7-1 Mẫu biểu đồ tương tác từ Phụ lục K

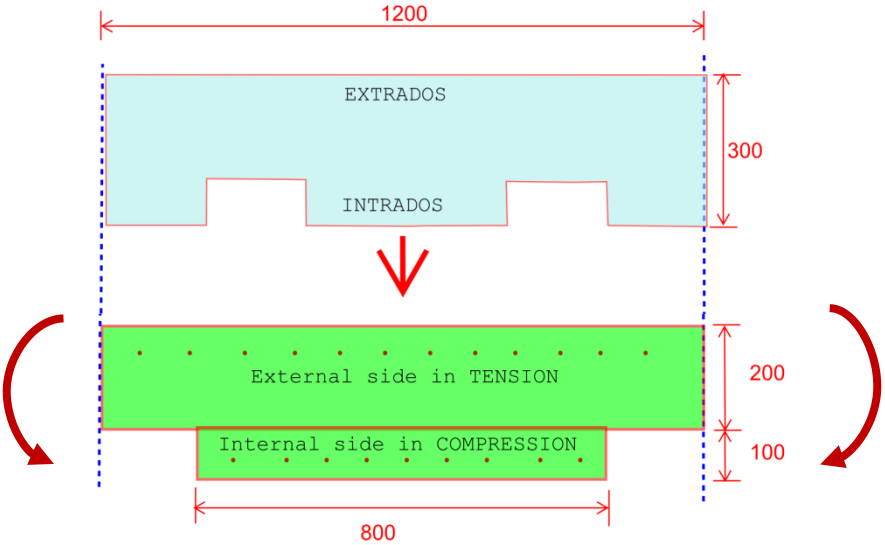


Figure 7-2 Negative Bending Case

Momen thứ hai của khu vực được thể hiện trong Bảng 7 1 dưới đây:

Table 7-1 Momen thứ hai của khu vực cho các phần khác nhau

Section	Second moment of area (I)
Full rectangular section (1200 x 300mm)	0.0027 m^4
T-section (1200 x 200 (flange) 800 x 100 (web))	0.0022 m^4

Biểu đồ tương tác N:M trong hình 7 3 và Hình 7 4 cho thấy khả năng cốt thép cho mặt cắt T.

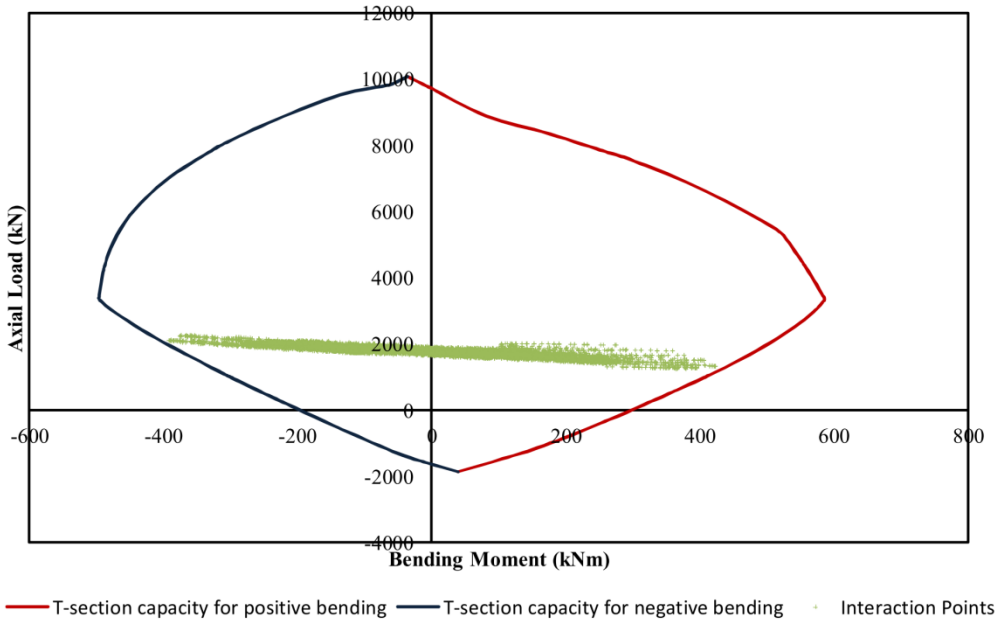


Figure 7-3 N-M interaction chart for EBT, fck = 48MPa concrete

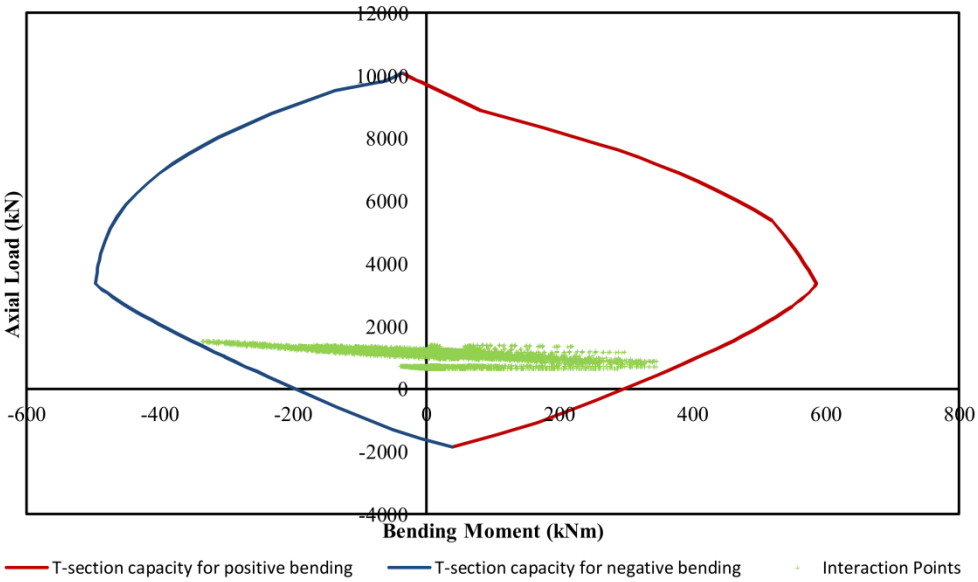


Figure 7-4 N-M interaction chart for WBT, fck = 48MPa concrete

Khả năng cắt cũng được kiểm tra và tìm thấy kết quả khả quan. Cắt kết quả kiểm tra có thể được nhìn thấy trong hình 7 5 dưới đây và chi tiết có thể được tìm thấy trong Phụ lục K.

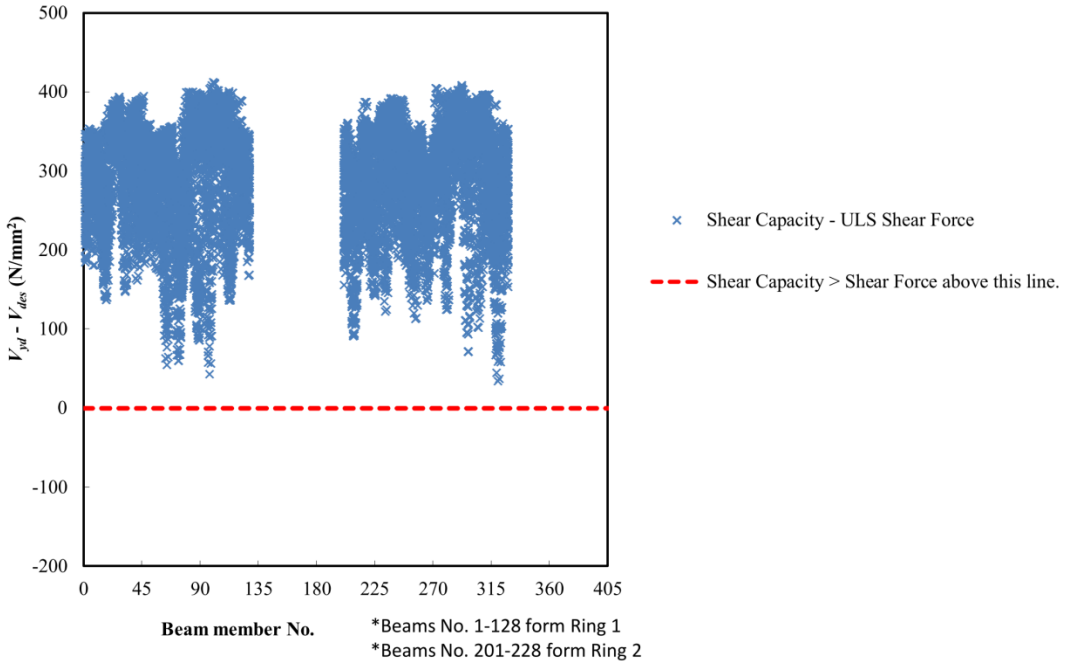


Figure 7-5 Sample of Shear Capacity Checking for Section B-B WBT from Appendix K

Bảng 7-2 Tổng hợp uốn tấm/bố trí cốt thép dọc

Diện tích cốt thép mặt ngoài vòm A_s (mm²)	2413
Diện tích cốt thép mặt trong vòm A_s (mm²)	3801
Tỷ lệ cốt thép mặt ngoài vòm (%)	0,56
Tỷ lệ cốt thép mặt trong vòm (%)	1,06

Table 7-2 Bending Moment Axial Force Interaction Diagram – Positive Bending- T-Section

Tunnel Section	Segment RC Check	Moment Capacity Utilization (%)
BB-EBT	T-Section	97%
BB-WBT	T-Section	92%

Table 7-3 Bending Moment Axial Force Interaction Diagram – Negative Bending - T-Section

Tunnel Section	Segment RC Check	Moment Capacity Utilization (%)
BB-EBT	T-Section	98%
BB-WBT	T-Section	95%

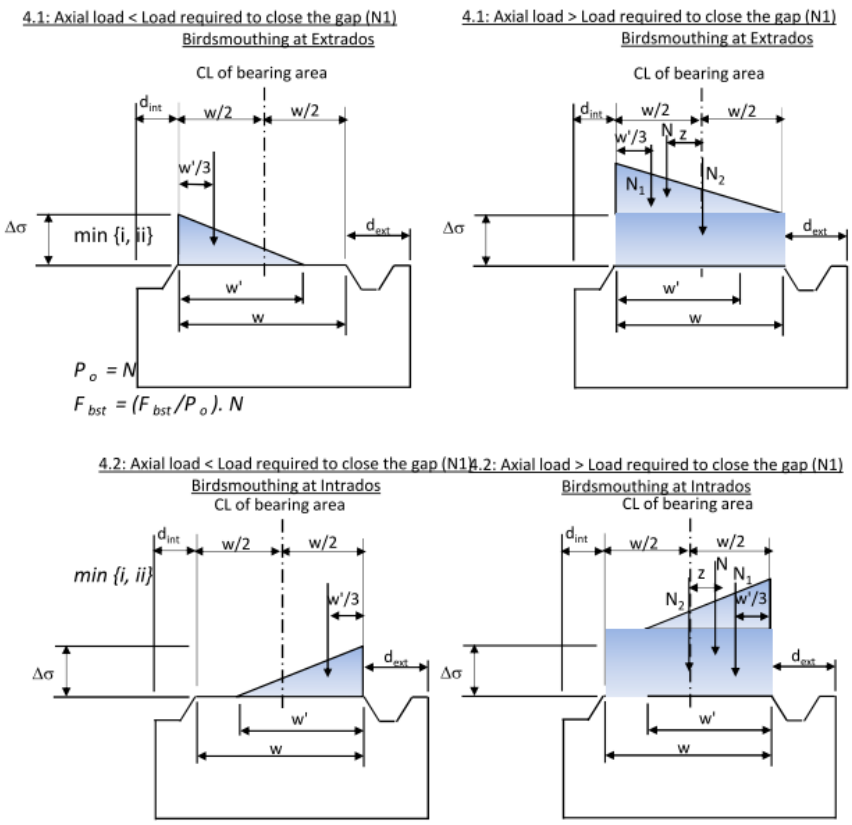
Table 7-4 Shear Reinforcement - 1074mm Reduced Section

Tunnel Section	Segment RC Check	Shear Capacity Utilization (%)
BB-EBT	Reduced- 1074mm width	87%
BB-WBT	Reduced- 1074mm width	88%

7.2 Ứng suất mối nối/Kiểm tra bung

Mối nối hướng tâm của tấm là mối nối phẳng. Ứng suất ép mặt bởi lực vành lên bề rộng chịu lực tại mối nối hướng tâm được tính toán và kiểm tra để thỏa mãn giới hạn thiết kế. Oval thiết kế là 15 mm từ đường hầm phía Tây với mực nước ngầm thấp hơn tại mặt cắt B-B.

Do chiều rộng bề mặt chịu lực bị giảm (do dung sai thi công phân đoạn & biến dạng xảy ra do tải trọng đất), ứng suất kéo ngang xảy ra tại các mối nối (do bản chất liên kết tại mối nối). Độ lệch tâm của lực nén bởi phân phối ứng suất thay đổi tại mối nối hướng tâm được đưa vào tính toán bằng việc giới thiệu một diện tích chịu lực thay thế, được xác định bằng một khối ứng suất chữ nhật với một lực thông thường tại tâm. Độ lệch tâm thiết kế nhỏ nhất của tải trục là 19 mm (tại mặt cắt B-B, đường hầm phía Đông). Kích thước trám và miếng đệm đã được xem xét trong thiết kế. Hình bên dưới thể hiện cho dễ tham khảo. Các tính toán chi tiết được cung cấp trong **Phụ lục M1**.

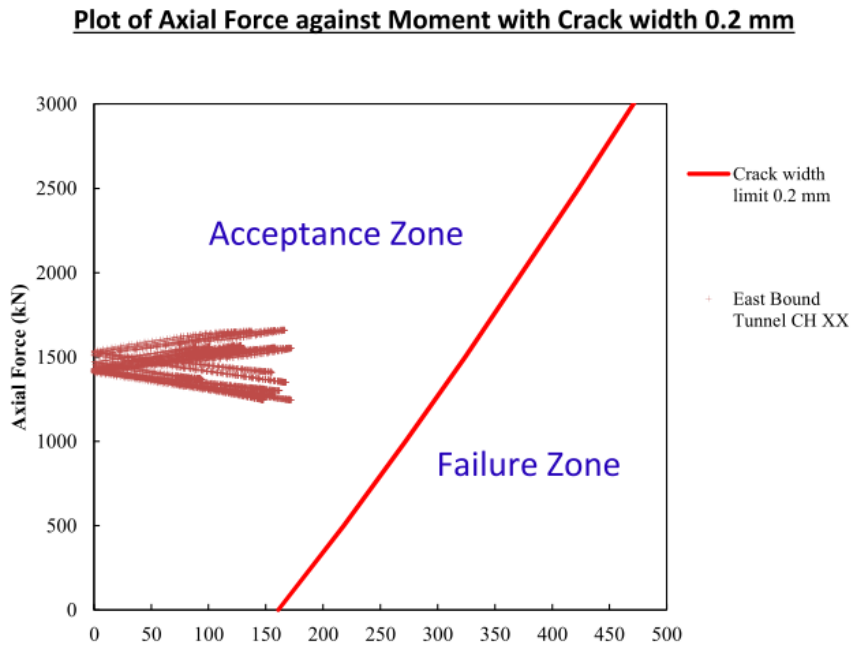


Hình 7-6 Kiểm tra ứng suất mối nối hướng tâm

7.3 Kiểm soát bề rộng khe nứt và độ bền

Bề rộng khe nứt lớn nhất tính toán không được vượt quá 0,005 lớp bảo vệ bê tông, tức là 0,2 mm theo tiêu chuẩn Nhật Bản. Tính toán bề rộng khe nứt liên quan (dù khe nứt được ước tính có thấp hơn khe nứt lớn nhất cho phép hay không) là thực hiện theo tiêu chuẩn JSCE, Tiêu chuẩn Hầm khoan đào 2006. Kiểm tra giới hạn bề rộng khe nứt trình bày trong **Phụ lục K** của báo cáo.

Một mẫu kiểm tra bề rộng vết nứt được trình bày trong Hình 7-7, trong đó giới hạn bề rộng vết nứt được giới hạn. Các kết quả phân tích kết cấu được vẽ đồ thị để xác định xem chúng có nằm trong vùng cho phép. Dựa trên kiểm tra ở **Phụ lục K** của báo cáo, bề rộng vết nứt của mọi trường hợp được tổng hợp trong Bảng 3-2 nằm trong giới hạn 0,2mm.



Hình 7-7 Mẫu kiểm tra bề rộng vết nứt cho mặt cắt A-A, đường hầm phía Tây, mực nước ngầm thấp

7.4 Độ bền của tấm lót vỏ hầm

Cho hầm khoan đào, tấm lót được sản xuất dưới sự kiểm soát chất lượng cao và yêu cầu cao về an toàn với tấm lót. Hai điều chính cần xem xét cho độ bền dài hạn của tấm lót bê tông như sau (JSCE Tiêu chuẩn hầm khoan đào 2006)

- Kín nước
- Khe hở

Về độ kín nước, cả trong điều kiện ngắn hạn và dài hạn đều xem xét trong thiết kế và tính toán chi tiết được trình bày trong Mục 10.3. Trong điều kiện chọn dải trám và những thuộc tính của nó, hai dải trám giữa phân đoạn và vỏ hầm được xem xét (trong và ngoài hầm) để gia tăng độ kín nước trong dài hạn.

Về khe nứt, Tiêu chuẩn Nhật Bản liên quan chỉ ra rằng 0.005c xác định khe nứt cho phép được giải thích trong Mục 7.3 ở trên trong đó “c” là vỏ bê tông. Thiết kế hiện tại có 40mm phủ bê tông với mỗi 0,02m độ rộng cho phép của khe nứt và do đó đảm bảo độ bền dài hạn.

7.5 Chống cháy

Như xác nhận của Nhà thầu gói thầu số 3, tốc độ thoát nhiệt chống cháy của tàu là 5MW cho thiết kế thông gió tương ứng theo yêu cầu của Chủ đầu tư. Không có yêu cầu kiểm tra kết cấu trong gói thầu chống thoát nhiệt.

Hơn nữa, theo Tiêu chuẩn đường sắt Nhật Bản (DSRSC) và Tiêu chuẩn Hâm Khiên đào 2006 JSCE, nếu vỏ bê tông nhỏ nhất là 25mm là thỏa mãn yêu cầu thiết kế vỏ hầm TBM. Tiêu chuẩn địa phương cũng được kiểm tra và đề cập bên dưới về tốc độ chống cháy và vỏ bê tông nhỏ nhất tương ứng cho kết cấu ngầm.

Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam QCVN 08 : 2009/BXD cho Công trình ngầm đô thị- Phần 1. Taù điện ngầm.

Dựa trên QCVN 08 : 2009/BXD , khả năng chịu cháy trong 90 phút (R90) được yêu cầu cho thiết kế tấm vỏ. Lớp bê tông nhỏ nhất cho RC liên quan tới R90 là 35mm được hướng dẫn kỹ thuật trong phụ lục F của QCVN 06: 2010/BXD – Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam về chống cháy

Lớp bê tông được chọn cho hầm khoan đào TBM RC của gói thầu 1b là 40mm cũng thỏa mãn yêu cầu địa phương.

7.6 Kiểm tra bu lông

Bu lông được sử dụng để liên kết các tấm và các phân đoạn liền kề với nhau. Các bu long được thiết kế để giữ đệm trám hoặc vật liệu trám tương đương chịu nén, khi một phần lực đẩy máy được giải phóng trong quá trình lắp dựng phân đoạn. Xa hơn sau máy khoan, ma sát giữa lớp lót và nền là đủ để giữ dải trám hoặc vật liệu trám tương đương chịu nén. Kiểm tra bu lông tham khảo Phụ lục M của báo cáo.

Tương đương với Phụ lục M4, lực thiết kế mỗi tấm là 363KN. Tham khảo cường độ chịu kéo từ Tiêu chuẩn JSCE, lực bình thường đối với mối nối (1044KN), nó được cung cấp bởi 3 điểm bu lông (M27 grade 8.8), là lớn hơn lực yêu cầu bên trên (363KN). Do đó, bu lông thiết kế có thể đạt được các yêu cầu để liên kết các tấm liền kề và các phân đoạn với nhau thể hiện trong Bảng 7-2 Sức kháng cắt bê tông – Mối nối hầm. Tương tự, Bảng 7-3 thể hiện Sức kháng cắt bê tông – Mối nối phân đoạn.

Table 7-5 Sức kháng cắt bê tông – Mối nối vỏ hầm

Sức kháng cắt bê tông tới dải trám – Mối nối hầm	Lực trám khe cho mỗi phân đoạn (kN)	363
	Khả năng chịu kéo của bulồng số 3 (kN)	1044
	Quyết định	OK
Sức kháng cắt bê tông trong trường hợp trọng lượng tự thân	Lực cắt trung bình của bulông (kN) per bolt	62.54
	Lực cắt của bulông số 3t (kN)	478
	Quyết định	OK

Table 7-6 Sức kháng cắt bê tông – Mối nối phân đoạn

Lực trám khe cho mỗi phân đoạn (kN)	Lực trám khe cho mỗi phân đoạn (kN)	116
	Khả năng chịu kéo của bulồng số 3 (kN)	696
	Quyết định	OK
Sức kháng cắt bê tông trong trường hợp trọng lượng tự thân – Mối nối phân đoạn	Lực cắt trung bình của bulông (kN) per bolt	41.69
	Lực cắt của bulông số 3t (kN)	319
	Quyết định	OK

Hơn nữa, lực cắt của tấm lót bê tông chống lại lực cắt của bulông đã được xem xét trong Phụ lục M5**.** Lực cắt trong Bảng 7-4 và Bảng 7-5 tương ứng lực cắt tại mối nối cho các tải trọng tổng hợp. Vì vậy cốt thép chính không bị ảnh hưởng và do đó lực cắt thanh hình chữ U và thanh hình chữ V được cung cấp và không kết hợp trong thiết kế. Lực cắt trong Bảng 7-6 và Bảng 7-7 chỉ cho mô hình tải trọng tự thân.

Table 7-7 Kiểm tra năng lực cắt của bê tông tại mối nối đường hầm*

Lực cắt tại bulông (kN)	114.4
Lực cắt thiết kế (Tổng hợp) (kN)	182.9
Quyết định	OK

*(Tất cả các trường hợp trừ trường hợp trọng lượng tự thân)

Table 7-8 Kiểm tra năng lực cắt của bê tông tại mối nối phân đoạn*

Lực cắt tại bulông (kN)	123.0
Lực cắt thiết kế (Tổng hợp) (kN)	150.6
Quyết định	OK

*(Tất cả các trường hợp trừ trường hợp trọng lượng tự thân)

Table 7-9 Kiểm tra năng lực cắt của bê tông tại mối nối đường hầm **(**Tải trọng tự thân**)**

Lực cắt tại bulông (kN)	23.64
Lực cắt thiết kế (Tổng hợp) (kN)	104.86
Quyết định	OK

Table 7-10 Kiểm tra năng lực cắt của bê tông tại mối nối phân đoạn **(**Tải trọng tự thân**)**

Lực cắt tại bulông (kN)	19.40
Lực cắt thiết kế (Tổng hợp) (kN)	69.10
Quyết định	OK

Tương tự, lực cắt của tấm lót bê tông chống lại lực cắt gây ra bởi lực cắt khóa được trình bày chi tiết trong mục 8.3. Kết quả thể hiện trong Bảng 7-8 và tính toán chi tiết thể hiện trong Phụ lục M5.

Table 7-11 Kiểm tra năng lực cắt của bê tông tại mối nối đường hầm **(**Lực trượt khóa**)**

Lực cắt tại bulông (kN)	375.76
Lực cắt thiết kế (Tổng hợp) (kN)	579.95
Quyết định	OK

8. KIỂM TRA TẤM CHỊU TẢI THI CÔNG

8.1 Kiểm tra lực kích (ảnh hưởng của đẩy máy khoan)

Lực kích trên diện tích chu vi tấm vỏ đúc sẵn, từ máy khoan, phải được xem xét trong thiết kế tấm vỏ đường hầm. Lực đẩy lớn nhất là 44000 kN. Như thảo luận với đội thi công, 15mm được chọn là độ lệch tâm thiết kế của lực đẩy của kích máy khoan.

Uốn và xoắn bổ sung nhìn chung có thể sinh ra trên các tấm, khi lực đẩy không được phân bố đồng đều, do các bước dọc theo các mối nối chu vi. Để giảm thiểu hư hại trong quá trình đẩy, việc lắp dựng phân đoạn chính xác là quan trọng. Việc sử dụng gắn mối nối sẽ giúp đỡ thêm cho việc giảm những ảnh hưởng đó bởi giảm tập trung tải trọng.

Tải trọng đẩy máy khoan tác dụng lên các mối nối chu vi gây ra ứng suất bung ra, khi bề rộng ép mặt của đệm và gắn khe mối nối nhỏ hơn chiều dày tấm. Các mối nối chu vi được kiểm tra cho lực cắt ra bởi lực đẩy. Các liên kết đóng được cung cấp để kháng lại lực này. Tất cả các loại được kiểm tra rằng các liên kết được cung cấp đủ để chống lại lực cắt ra tại trạng thái giới hạn tối hậu.

Bảng 8-1 Kiểm tra lực đẩy mối nối chu vi

Kiểm tra lực tách từ lực đẩy máy khoan – Kiểm tra bung mối nối (ULS) Kiểm tra áp lực bề mặt	Ứng suất bung, f_{bst} (N/mm^2)	2,418
	Cường độ kéo cho phép (N/mm^2)	2,420
	Kết luận	Không yêu cầu thép đai chống bung. OK.
	Áp lực bề mặt thiết kế (N/mm^2)	50,6
Kiểm tra áp lực bề mặt Thông số kỹ thuật mặt cắt ngang	Cường độ chịu ép mặt (N/mm^2)	72,7
	Kết luận	OK

Các chi tiết tính toán được trình bày trong **Phụ lục M** của báo cáo.

8.2 Kiểm tra phun vữa thứ cấp

Theo Tiêu chuẩn đường sắt Nhật Bản (DSRSC-ST) chương 5.7 – Tải thi công, ảnh hưởng phun vữa chính và phun vữa thứ cấp là không nguy hiểm và do đó có thể bỏ qua bởi vì tấm K được lắp đặt theo hướng trục (phương dọc). Tuy nhiên, để an toàn, các tính toán ổn định lớp vỏ chịu áp lực phun được kiểm tra.

Áp lực phun vữa lớn nhất là 450 kPa sẽ áp dụng phun hình tam giác từ ống vữa. Để đơn giản phân tích trong mô hình, áp lực mẫu tương đương sẽ là 300 kPa (45/2 = 250 kPa, nên nói rằng 300kPa) được áp dụng cho phân tích kết cấuPhân tích kết cấu và kiểm tra khả năng kết cấu cho phun vữa thứ cấp được trình bày tại phần cuối **Phụ lục J, K1** and **K2**.

A. Ba tổ hợp tải trọng được xem xét:

A) Áp lực phun vữa áp dụng dọc một bên tấm

Tổ hợp tải trọng 1 = 1,0 DL + 1,1 nửa P_g

Trong đó áp lực phun vữa P_g = 3 bar (300 kPa) và DL là tĩnh tải

B) Áp lực phun vữa áp tại giữa tấm (một nữa ở giữa)

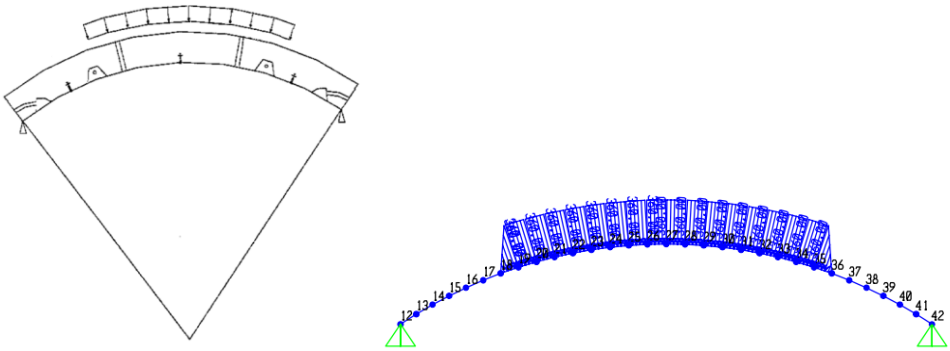
Tổ hợp tải trọng 1 = 1,0 DL + 1,1 nửa P_g

Trong đó áp lực phun vữa P_g = 3 bar (300 kPa) và DL là tĩnh tải

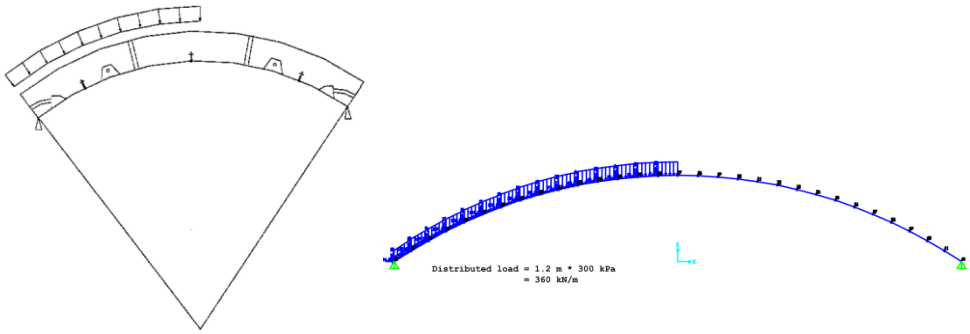
C) Áp lực phun vữa áp dụng dọc toàn phần tấm.

Tổ hợp tải trọng 1 = 1.0 DL + 1.1 toàn bộ P_g

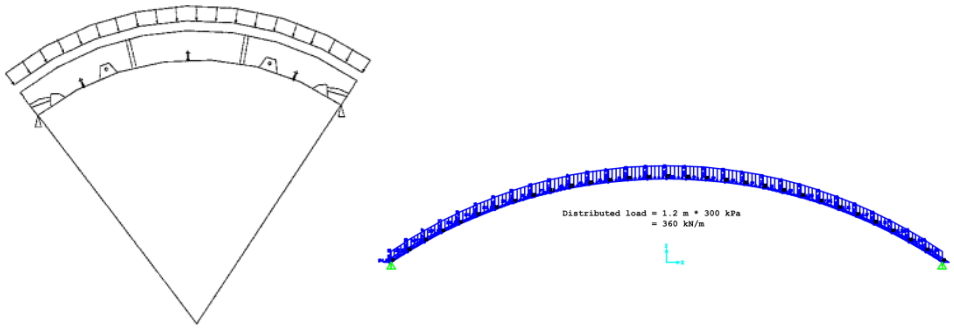
Trong đó áp lực phun vữa P_g = 3 bar (300 kPa) và DL là tĩnh tải



A. Áp lực phun vữa phân phối tại tâm



B. Áp lực phun vữa phân phối tại một nửa bên



C. Áp lực phun vữa phân phối dọc theo phần tử

Hình 8-1 Các trường hợp áp lực phun vữa thứ cấp a và b trong mô hình SAP2000.

Kết quả từ ba trường hợp trên sẽ thể hiện trong **Bảng 8-2**.

Bảng 8-2 Các kết quả phân tích phun vữa thứ cấp

Lực	Trường hợp A	ường hợp B	ường hợp C
Moment uốn lớn nhất M_{max} (ULS) (kN·m)	49.8	101.5	30.7
Moment uốn nhỏ nhất M_{min} (ULS) (kN·m)	-28.9	-78.7	0.0
Lực dọc lớn nhất N_{max} (ULS) (kN)	-950.6	-601.7	-1229.2
Lực dọc nhỏ nhất N_{min} (ULS) (kN)	-978.7	-659.2	-1243.0
Lực cắt nhỏ nhất V_{max} (ULS) (kN)	122.6	203.0	54.5
Lực cắt nhỏ nhất V_{min} (ULS) (kN)	-122.6	-218.1	-54.5

Trường hợp nguy hiểm nhất gây ra bởi trường hợp B, tại đó phun vữa được áp dụng tại một nửa tấm.

Để đánh giá sự chịu cắt của bê tông tại lớp bê tông nông tại khu vực lỗ lắp dựng, áp lực nước và áp lực đất được xem xét sự tác động lên bê tông không cốt thép. Kết quả tính toán thể hiện trong bảng 8-3 và tính toán chi tiết thể hiện trong Phụ lục M.

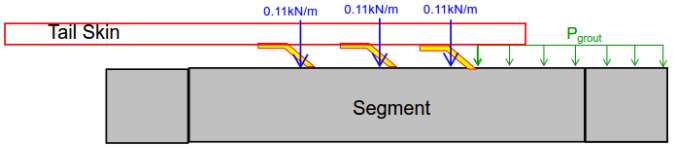
Bảng 8-3 Kết quả kiểm tra lớp bê tông tại khu vực lỗ lắp dựng

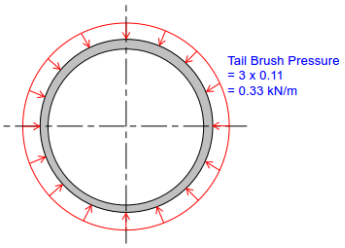
Trường hợp	Sức kháng cắt của lớp bê tông (kPa)	Thiết kế lực cắt (kPa)	Quyết định
Giai đoạn dài hạn	3.44	1.04	Đạt
Giai đoạn dài hạn	3.44	1.14	Đạt
Độ dài duỗi cho Mômen uốn (N/mm2)	2.14	1.21	Đạt

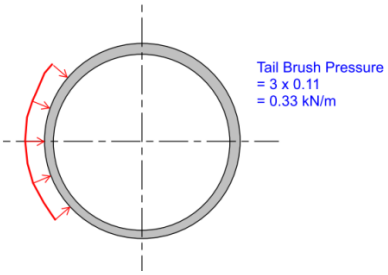
Hình 8-2 Áp lực đè phía sau máy TBM

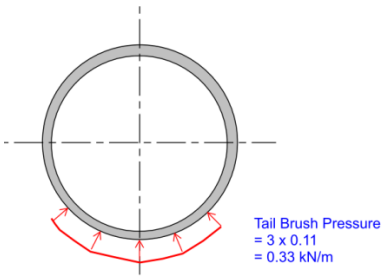
Áp lực đè phía sau cũng có thể hiện trong thiết kế như trên. Dựa vào thông tin cung cấp bởi đội thi công, áp lực phía sau chỉ 0.33 kN/m. Khi áp lực phía sau sẽ chống lại phun vữa trong hầm khoan đào, áp lực phun vữa sẽ không xem xét trong mặt cắt phía sau .

Do lực chải quét, có một số nhỏ lực dọc trục trên vỏ hầm. Trong trường hợp phân tích tải trọng tự thân sẽ kiểm tra bởi bổ sung lực quét phía sau và kết quả thể hiện không ảnh hưởng lên vỏ hầm.


0.11kN/m
0.11kN/m
0.11kN/m
Tail Skin
P_{grout}
Segment


Tail Brush Pressure
= 3 x 0.11
= 0.33 kN/m


Tail Brush Pressure
= 3 x 0.11
= 0.33 kN/m


Tail Brush Pressure
= 3 x 0.11
= 0.33 kN/m

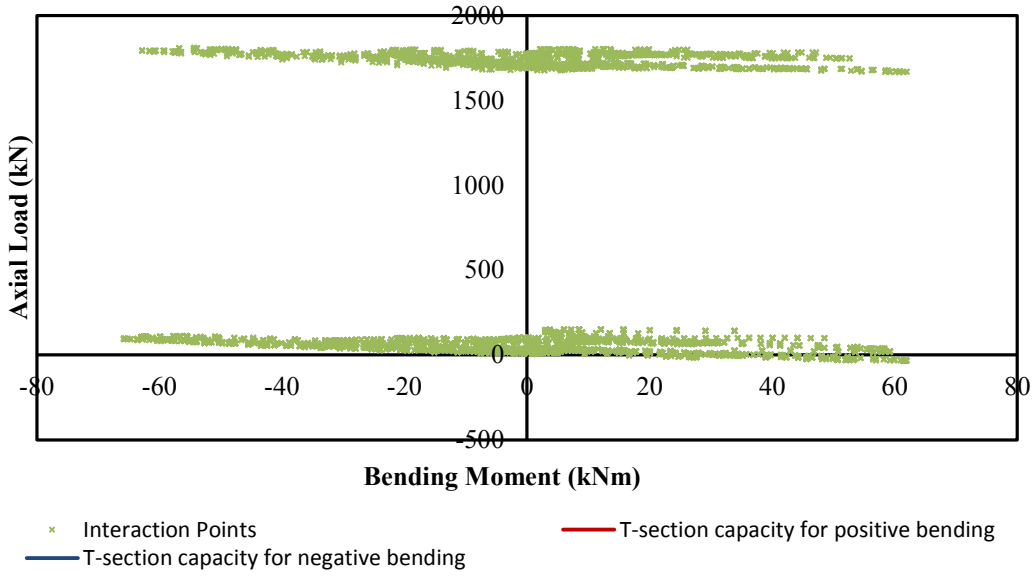
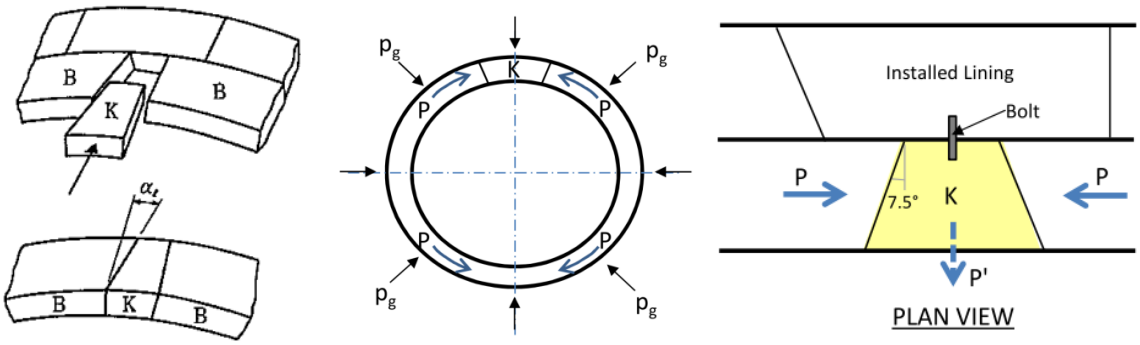


Figure 8-3 TBM Tail Brush Pressure N-M interaction chart (self weight case)

8.3 Độ bền khóa K (Trượt theo phương dọc) trong quá trình lắp đặt

Khóa K được thêm vào theo phương dọc được đề cập trong Mục 1.2 Điều kiện kết cấu phân đoạn và thể hiện trong Hình 1-12.JSCE (Tiêu đề 32, Tải xây dựng) làm rõ "trường hợp khóa K có thể tháo ra khi có yêu cầu nếu khóa K được thêm vào phương xuyên tâm". Do đó, việc kiểm tra tháo rời cho tính ổn định là không cần thiết trong trường hợp khóa K được thêm vào theo phương dọc như đề cập ở trên.

Thêm vào đó, kiểm tra sẽ được thực hiện để truy cập khả năng trượt của khóa lắp đặt gần đây do có áp lực đất áp lực thủy tĩnh ảnh hưởng lên vòng hầm xung quanh được lắp đặt trước đó. Điều kiện được minh họa trong Hình 8-3 bên dưới.



Hình 8-4:Chèn góc trên phân đoạn thêm vào trong phương dọc và phiên bản trượt

Áp lực từ bên ngoài phân đoạn như áp lực vữa, áp lực đất hoặc áp lực thủy tỉnh sẽ tác động lên lực dọc trục "P". Việc bố trí góc chèn αı 7.5° như chi tiết trong bản vẽ CP1b-CTS_TD-TBMS-00023, a một lực hệ quả "P' sẽ bao gồmphương dọc như thể hiện ở trên.

Chủ yếu, việc phun vữa gia cố sẽ được thực hiện trong khi đào TBM. Việc lắp đặt vòng đai hầm mới sẽ được hỗ trợ bởi lực đẩy kích TBM và do đó nó không được đẩy ra ngoài (trượt) theo hướng trục. Do đó, khả năng trược của vỏ hầm chủ chốt được xem xét trong giai đoạn lắp đặt tấm đúc sẵn. Và cũng theo cấu hình của tấm lót đúc sẵn tại TBM, hơn 80% vỏ hầm tính được bao phủ bởi lá chắn TBM. Do đó chỉ có khoảng. 20% diện tích phân đoạn có thể phải đối mặt với áp lực đất. Tuy nhiên, như một cách tiếp cận an toàn 100% diện tích phân đoạn được coi là đối mặt với áp lực thủy tĩnh và đất.

Hai kiểm tra thực hiện để xác nhận tính ổn định trong phương dọc.

1. Trượt của khóa chống lại ứng suất của bulông theo phương dọc
2. Trượt của khóa chống lại lực ma sát của bê tông giữa tấm lót trong phương dọc

Áp lực đất và nước sẽ xem xét trong tính toán.Tính toán chi tiết sẽ được cho trong Phụ lục M và kết quả tổng kết trong Bảng 8-4 và 8-5 bên dưới.

Nó có thể thấy trong bảng tóm tắt bên dưới:

1. Nếu lực ma sát được hoàn toàn bỏ qua và chỉ có một bulong giữa hai vòng hầm được xem xét trong Hình 8.3 Mặt Bằng xung quanh, bằng cách lấy cường độ sản suất vào giá trị (dưới tải trọng làm việc bỏ qua hệ số giữa tải trọng và vật liệu), hệ số an toàn chống lại nguy cơ trượt là 1.01 theo SAFE (Bảng 8.4) tr
2. Khi xem xét ma sát giữa các bề mặt bê tông (hệ số ma sát thực hiện như là 0.5/3=0.167), hệ số an toàn chống lại nguy cơ trượt là 1.27 theo SAFE (Bảng 8.5)

Nó phải được lưu ý rằng giả sử không có ma sát giữa các phân đoạn chịu nén là cách tiếp cận an toàn. Ngay cả với hệ số ma sát rất thấp được thông qua như một cách tiếp cận an toàn, lực ma sát là đủ lớn để ngăn chặn bất kỳ lực đẩy ra liên quan nào. Ngoài ra khi xem xét một bu long với ma sát cục bộ giữa các phân đoạn. kết quả cho thấy rằng không có lực đẩy ra (trượt) liên quan đến phân đoạn quan trọng.

Bảng 8-4 K- Sự ổn định phân đoạn trong quá trình lắp đặt –Phản lực chống trượt của Bulong đơn

Yếu tố lực trượt trên phân đoạn K (kN)	375.8
Cường độ chịu lực thiết kế của Bulong đơn (kN)	377.9
Hệ số an toàn FoS	1.01
Kết quả xem xét	OK

Table 8-5 K-Sự ổn định phân đoạn trong quá trình lắp đặt – Phản lực chống trượt của ma sát

Yếu tố lực trượt trên phân đoạn K (kN)	375.8
Cường độ chịu lực thiết kế của Bulong đơn (kN)	476.6
Hệ số ma sát	0.167
Hệ số an toàn	1.27
Kết quả xem xét	OK

9. KIỂM TRA ĐẨY NỔI

9.1 Đẩy nổi do áp lực thủy tĩnh

Kiểm tra đẩy nổi và trồi đất cũng được thực hiện tại các vị trí đường hầm nguy hiểm. Việc kiểm tra được tiến hành dựa trên các tiêu chuẩn đã nêu trong mục 6; Mặt cắt Km1+350 được chọn cho việc đánh giá tại vị trí tiếp tuyến đường hầm là gần nhất với bề mặt. Các đánh giá sau về ổn định tổng thể đường hầm được tiến hành:

Đường hầm được kiểm tra khả năng đẩy nổi bởi áp lực thủy tĩnh tại các vị trí nông. Đường hầm được kiểm tra để thỏa mãn hệ số an toàn tổng thể bằng 1,0 như thể hiện trong công thức bên dưới theo tiêu chuẩn Nhật Bản tương ứng. Tham khảo tính toán chi tiết ở **Phụ lục N**. Phân tích hóa lỏng sẽ được thảo luận trong mục 11.1

$$F_s = \frac{2R_o[\gamma'(H_w + R_o) + \gamma(H - H_w)] - \pi\gamma' R_o^2/2 + 2\pi R_o g + 2R_o p_o + P_1}{\pi\gamma_w R_o^2} \geq 1.05$$

Bảng 9-1 Tổng hợp tính toán đẩy nổi

Km 1+350 (mực nước tại mặt đất)	Áp lực nước u (kPa)	95,0
	σ_v' tại tâm hầm (kPa)	129,3
	Hệ số an toàn nhỏ nhất	1,05
	Hệ số an toàn (F_s)	2,36
	Kết luận	OK
Km 1+350 (tại mực nước lũ)	Áp lực nước u (kPa)	126,2
	σ_v' tại tâm hầm (kPa)	98,1
	Hệ số an toàn nhỏ nhất	1,05
	Hệ số an toàn (F_s)	1,77
	Kết luận	OK

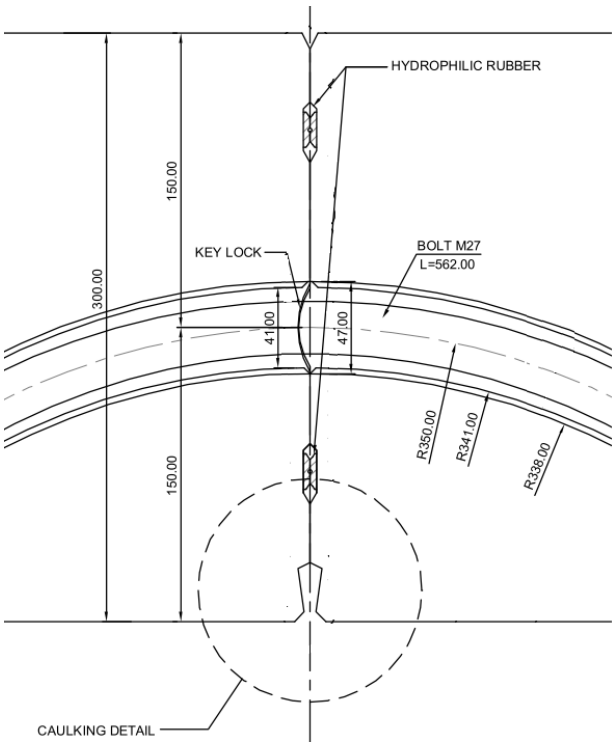
10. KIỂM TRA CÁC KẾT CẤU KHÁC

Mục này cung cấp một tóm tắt cơ bản cho các tiếp cận và giả định và bao gồm các khía cạnh thiết kế và chi tiết các tấm bê tông cốt thép.

10.1 Kiểm tra mối nối chu vi

Mối nối chu vi được kiểm tra khả năng bu lông đối với đệm chịu nén và khả năng chịu cắt của bê tông. Cường độ chịu cắt của bê tông được kiểm tra tại các gioăng và tại khóa chịu cắt (tổng hợp trong Bảng 10-2). Lực đóng khe được tính toán dựa trên các đặc trưng cung cấp bởi nhà cung cấp trám khe của nhà thầu.

Thêm nữa, "tấm khóa" truyền ứng suất cắt giữa các phân đoạn trong "khóa" và giảm ứng suất cắt tập trung tác dụng lên mối nối bu lông. Điều này ngăn chặn hình thành các vết nứt xung quanh các hộp bu lông và ngăn chặn thấm nước. Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông cho khóa cũng được tổng hợp trong Bảng 10-1 và Bảng 10-2 và trình bày trong **Phụ lục M**. Do sự có mặt của hộp bulong, sự giảm diện tích mặt cắt ngang của bê tông cốt thép cũng được đánh giá trong thiết kế RC tại Phụ lục K.



Hình 10-1 Mối nối chu vi của các phân đoạn

Bảng 10-1 Kiểm tra mối nối chu vi

Kiểm tra khả năng bu lông đối với gioăng chịu nén	Khả năng chịu kéo của 2 bu lông (kN)	696
	Lực gioăng của mỗi tấm (kN)	363
	Kết luận	OK

Bảng 10-2 Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông (Phụ lục M5)

Phá hoại mối nối	Lực cắt trám thiết kế (kN/m)	47,98
	Khả năng chịu cắt giới hạn thiết kế (kN/m)	53,5
	Kết luận	OK
Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông cho khóa	Trọng lượng bản thân của tấm (kN/m)	104
	Khả năng chịu cắt giới hạn thiết kế (kN/m)	133,6
	Kết luận	OK

10.2 Lực thao tác

Các tấm sẽ được thiết kế đối với ứng suất khi tháo cốp pha, xếp chồng và lắp dựng. Ứng suất nhìn chung được tính toán bằng phương pháp đàn hồi để đảm bảo rằng các mô đun bê tông không cốt thép không được vượt quá và như vậy các tấm không có vết nứt. Ứng suất uốn thiết kế được kiểm tra so với cường độ kéo thiết kế được trình bày trong **Phụ lục P** của báo cáo.

Theo đề cập ở Mục 8.2, lực kháng cắt của lớp bảo vệ bê tông tại khu vực lỗ lắp dựng cũng đã được đánh giá (Bảng 8-3) và nó có hiệu quả.

Bảng 10-3 Kiểm tra tháo cốp pha tấm (Phụ lục P1)

Kiểm tra tháo cốp pha tấm	Áp lực mút psuc (kN/m2)	8,6
	Moment thiết kế (kNm/m)	11,1
	Ứng suất kéo lớn nhất (N/mm2)	0,74
	Cường độ chịu kéo của BT 7 ngày tuổi (N/mm2)	1,79
	Kết luận	OK

Bảng 10-4 Kiểm tra xếp chồng tấm (Phụ lục P2)

Kiểm tra đáy (tấm dưới cùng)	Ứng suất kéo lớn nhất (N/mm^2)	0,4
Kiểm tra lệch tâm (tấm dưới cùng)	Trọng lượng mỗi tấm thông thường (kN)	75,1
	Ứng suất kéo thiết kế (N/mm^2)	1,08
Tải trọng tấm khóa (Tấm trên cung 67.5°)	Trọng lượng tấm khóa (kN)	25
	Ứng suất kéo lớn nhất (N/mm2)	0,98
	Cường độ chịu kéo của BT 7 ngày tuổi (N/mm2)	1,79
	Kết luận	OK

Bảng 10-5 Kiểm tra móc nâng (Phụ lục P3)

Khả năng chịu ma sát của bê tông	Lực nâng thiết kế (kN)	75,1
	Cường độ lăng trụ bê tông, f_{ck} (N/mm^2)	48
	Cường độ dính f'bok (N/mm^2)	2,75
	Khả năng chịu ma sát (kN)	109
Khả năng chịu cắt của bê tông	Cường độ chịu cắt của BT thiết kế (kN)	182,1
	Kết luận	OK

Bảng 10-6 Sức chịu của tấm do nâng (Phụ lục P3)

Sức chịu dọc mối nối hướng tâm của tấm	Moment thiết kế (kNm)	31,9
	Khả năng chịu uốn không tính tới lực dọc (kNm)	185
Sức chịu dọc mối nối chu vi	Moment thiết kế (kNm)	11,3
	Khả năng chịu uốn không tính tới lực dọc (kNm)	185
	Kết luận	OK

10.3 Sự kín nước (Thiết kế kín nước tấm)

10.3.1 Tổng hợp

Để khẳng định độ kín nước của tấm vỏ, trám tấm phù hợp phải được lựa chọn và kiểm tra với độ mở tấm và giá trị bù trám. Với CP-1b, trám hút nước được chọn và dựa trên các đặc trưng đưa ra bởi nhà cung cấp, các tính toán cần thiết được tiến hành như bên dưới.

Khoảng mở tại mối nối phân đoạn và mối nối tấm được xem xét bởi thiết lập khe hở giữa các tấm 3mm. Các tính toán dựa trên trám tấm một lớp là thiên về an toàn, tuy nhiên, khi một biện pháp bổ sung trám hút nước hai lớp sẽ được lắp đặt nó sẽ giảm thiểu hơn nữa rủi ro thấm nước so với khe hở tấm và khoảng bù.

10.3.2 Các yêu cầu thiết kế

Khe hở và áp lực nước ngầm thiết kế được lập để kiểm tra dải trám như sau.

(1) Áp lực nước thiết kế
Áp lực nước làm việc P_w = 0.40 MPa Không có khe hở tức thời của tấm lắp dựng
(= 400 KN/m^2) [Kín nước đến từ biến dạng đàn hồi cao su]

(2) Khe hở ban đầu δ = 3 mm

(3) Khoảng bù Δ = 5 mm

(4) Loại tấm

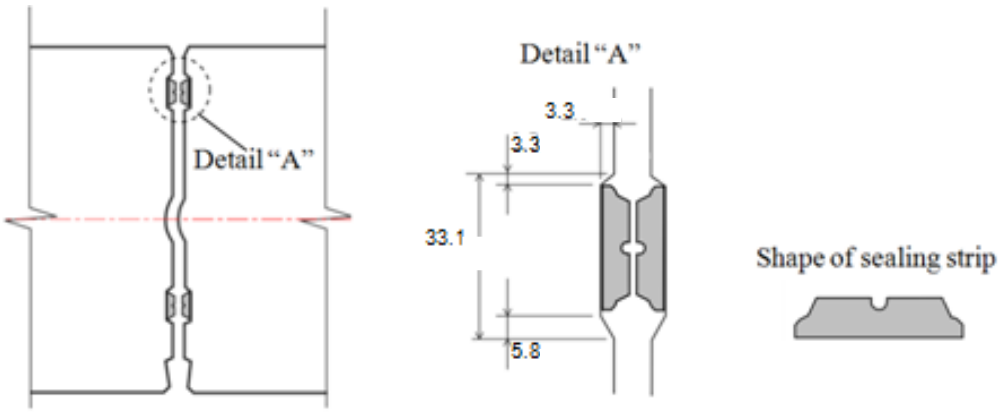
- Loại Tấm bê tông
- Đường kính ngoài ϕ 6650 mm
- Đường kính trong ϕ 6050 mm
- Chiều rộng 1200 mm
- Chiều dày 300mm
- Thành phần các tấm 5+1

10.3.3 Đặc trưng trám đề xuất

(1) Số dải trám
Dải trám hút nước phải được áp dụng là lớp kép cho mỗi tấm.

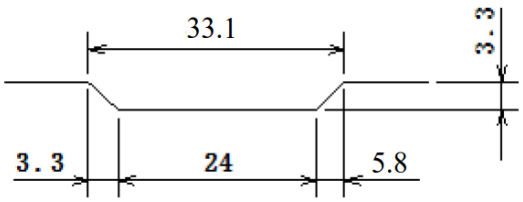
(2) Vật liệu cho dải trám
Cao su nở nước Chloroprene được xem xét trong thiết kế.

(3) Hình dạng dải trám
Hình dạng dải trám được thiết kế như sau, xem xét hình dạng và kích thước đường rãnh.



Hình 10-2 Các chi tiết điển hình của dải trám

(4) Hình dạng và kích thước rãnh
Hình dạng dải trám được thiết kế như sau, xem xét hình dạng và kích thước đường rãnh.



Hình 10-3 Kích thước mối nối hướng tâm và chu vi

10.3.4 Điều kiện thiết kế cho kích thước dải trám

Thiết kế kích thước dải trám phải được kiểm tra như sau.

1) <u>Kiểm tra khả năng kín nước</u>

Chiều dày dải trám được xác định, cung cấp áp lực liên kết của dải trám nhiều hơn áp lực nước (P_w) tại khe hở 3mm lớn nhất trong lắp ráp tấm, như công thức cho ngăn nước:

$P_s > P_w$ (bởi lý thuyết gioăng)

Trong đó; P_w: Áp lực nước làm việc, Ps: Áp lực liên kết của dải trám

Công thức $P_s > P_w$ …… (1)

2) <u>Kiểm tra độ lớn chịu nén hợp lý của dải trám</u>

Phần trăm nén (ε) phải là 40% hoặc ít hơn khi khe hở giữa hai tấm trong phân đoạn và các vị trí tấm được liên kết đầy đủ.

3) <u>Kiểm tra ảnh hưởng đối với lắp ráp tấm</u>

Dải trám được khuyến nghị như sau để tránh bất kỳ ảnh hưởng đối với sự chính xác của lắp ráp tấm.

Diện tích mặt cắt ngang của dải trám (V_2) / Diện tích mặt cắt ngang của rãnh (V_1) ≤ 1

4) <u>Kiểm tra khả năng trám chống lại khe hở giữa các tấm</u>

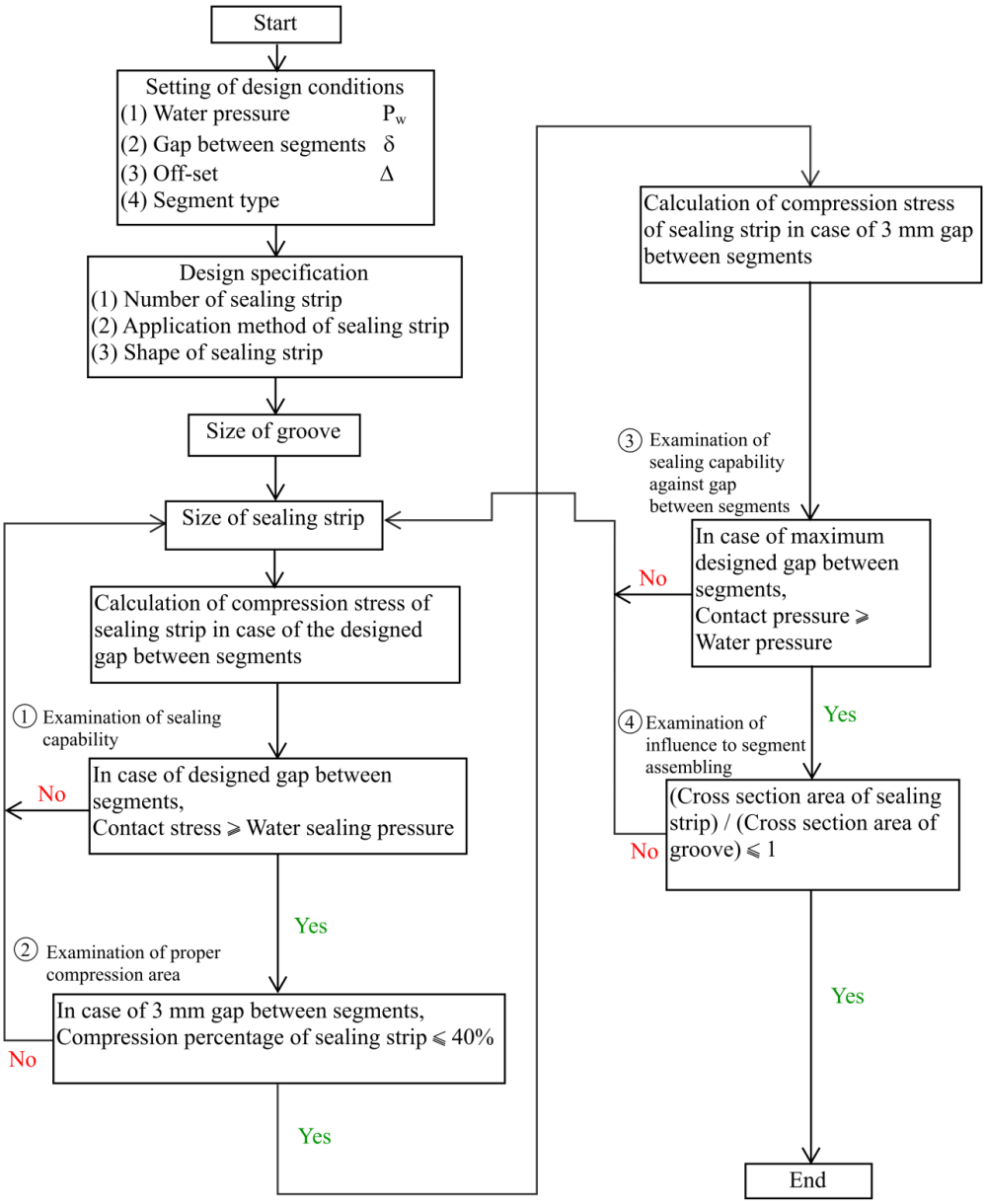
Đề xuất rằng dải trám phải liên kết với nhau ít hoặc nhiều (chúng phải nén lẫn nhau)

5) <u>Kiểm tra khả năng kín nước so với khoảng bù</u>

Chiều rộng ảnh hưởng của dải trám phải được giữ để duy trì khả năng kín nước so với khoảng bù 5mm gây bởi khoảng hở bu lông vv.

10.3.5 Lưu đồ thiết kế dải trám

FLOWCHART FOR THE DESIGN OF SEALING STRIP



Hình 10-4: Lưu đồ thiết kế dải trám

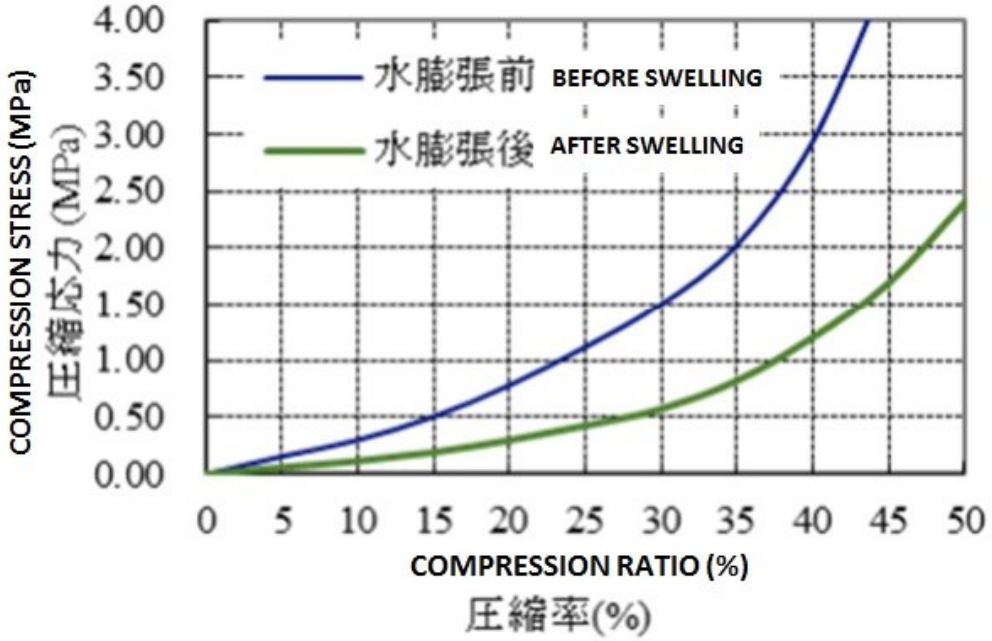
10.3.6 Thiết kế mặt cắt dải trám

10.3.6.1 Chiều dày dải trám

Phần nén (ứng suất liên kết) yêu cầu là 0,30 MPa hoặc cao hơn để trám dải chịu áp lực nước 0,3MPa khi khe hở thiết kế ban đầu là 3 mm, và phần trăm bị nén của dải trám yêu cầu là 110 hoặc cao hơn để thỏa mãn những yêu cầu bởi xem xét mối liên hệ giữa phần trăm bị nén và ứng suất nén thể hiện trong Hình 9-5. Công thức (2) phải được thực hiện trên nền tảng yêu cầu này và một dãy chiều dày của dải trám sẽ được đặt cho vật liệu kín nước.

Công thức: Phần trăm nén của dải trám (%) = $\frac{T-2d-3}{T}$ x 100 ≥ 10 ……. (2)

Trong đó, d: Chiều sâu rãnh (d = 3,3mm), T: Tổng chiều dày của dải trám



Hình 10-5 Mối quan hệ giữa phần trăm nén và ứng suất nén của dải trám

(từ nhà cung cấp vật liệu trám)

Trong đó chiều sâu rãnh (d) được đặt là d = 3,3 mm, chiều dày dải trám T phải được đặt là T ≥ 11mm từ công thức (2).

- Tổng chiều dày dải trám phải được đặt là T = 11 mm (= 5,5 mm+5,5 mm)

10.3.6.2 Độ rộng dải trám

Chiều rộng dải trám có thể được thấy từ quan hệ giữa diện tích mặt cắt ngang của dải trám (V2) và một diện tích mặt cắt ngang rãnh (V1) khi khe hở giữa các tấm được đặt bằng 0 mm.

Công thức; $V_2 / V_1 \leq 1$ …….. (3).

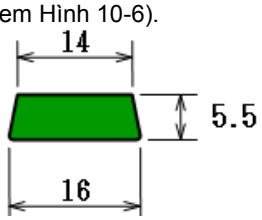
Quan hệ giữa dải trám và diện tích mặt cắt ngang được thể hiện trong Bảng 10-7.

Bảng 10-7 Quan hệ giữa dải trám và diện tích mặt cắt ngang

Chiều rộng trám (mm)	Loại	Diện tích mặt cắt ngang V_2 (mm^2)	Tỷ lệ diện tích mặt cắt ngang V2 / V1
16	FDR1855	82,5	0,96

Mặt cắt rãnh V1 = 85.97 mm^2
Dải trám, nó có thể thỏa mãn công thức (3) và chiều rộng hiệu quả dải trám đó trở thành lớn nhất so với khoảng bù, phải được lựa chọn.

- Chiều rộng dải trám được đặt là 18 mm (xem Hình 10-6).



Hình 10-6 Hình dạng và kích thước dải trám

10.3.7 Điều kiện thiết kế

Có 3 kịch bản với lỗ mở thiết kế khác nhau và áp lực nước được xem xét:

A. Lỗ mở thiết kế trong suốt quá trình lắp đặt: 0 mm.
Áp lực nước (Pw) được tính toán như bên dưới:

Pw = Mực nước ngầm cao + 0.15 = 0.283MPa + 0.15MPa = 0.433 MPa

B. Lỗ mở thiết kế cho điều kiện sau thi công là 3mm.
Áp lực nước (Pw) được tính bằng với áp lực nước lũ:

Pw = 0.287 MPa

C. Lỗ mở thiết kế trong dài hạn: 5.9mm (lỗ mở cho phép từ tính toán lại).
Áp lực nước (Pw) được tính bằng với áp lực nước lũ:

Pw = 0.287 MPa

10.3.8 Kiểm tra thiết kế

(1) Kiểm tra khả năng trám trong ứng dụng
Quan hệ của ứng suất liên kết của dải trám được thiết kế so với khe hở giữa các tấm có thể được tính toán như trong Hình 10-5.

Phần trăm nén có thể được tính toán như công thức bên dưới.

$$\text{Phần trăm nén (\%)} = \frac{T-2d-\delta}{T} \times 100$$

Bảng 10-8 Ứng suất nén của dải trám

Kịch bản	Khoảng hở giữa các tấm (mm)	Phần trăm nén (%)	Ứng suất nén (MPa)	Ứng suất yêu cầu (Mpa)
A	0	40	2.9	0.433
B	3	12.73	0.47	0.433
C	3	12.73	0.47	0.287

Ứng suất nén của dải trám trong ứng dụng thỏa mãn điều kiện trám trong Bảng 10-68.
Trong đó;
T; Tổng chiều dày dải trám (T = 11 mm)
D; Chiều sâu rãnh (d = 3,3 mm)
δ; Khe hở giữa các tấm (mm)

(2) Kiểm tra phần trăm nén phù hợp
Phần trăm nén ε trong khe hở 0mm giữa các tấm như sau và thỏa mãn điều kiện ε1 (%) ≤ 40%:

Phần trăm nén ε1 (%) = $\frac{11-2\times3,3-0}{11}$ x 100 = 40% ≤ 40%

(3) Kiểm tra lắp ráp tấm
Tỷ số diện tích mặt cắt ngang dải trám (V1) so với diện tích mặt cắt ngang rãnh (V_2) như sau
Tỷ số mặt cắt ngang V_2 / V_1 = 82.5 / 85.97 = 0.96 ≤ 1
Bởi vậy, Công thức (3) được thỏa mãn.

(4) Kiểm tra sự phù hợp so với khe hở giữa các tấm
Phần trăm nén ε là khe hở 3,0 mm giữa các tấm được tính toán từ chiều dày dải trám sau sự nở ra (T') và ứng suất nén P_{s2} được tính toán như Bảng 10-7.

Compression percentage ε_2 = $\frac{11-2\times3.3-3.0}{11}$ x 100 = 12.73%

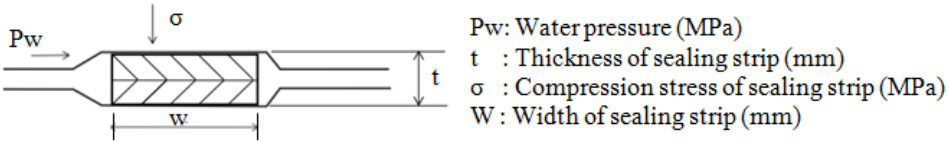
P_{s2} = 0.47 MPa > P_w = 0.287 MPa is calculated and it satisfies sealing condition.

K: Mức độ nở nước (K = 3),
n: Hướng mà dải trám có thể nở (trường hợp không có giới hạn nở, n=3)

Phần trăm nén ε_2 = $\frac{15,86-2\times3,3-5,9}{15,86}$ x 100 = 21,21%

P_{s2} = 0,32 MPa > P_w = 0,3 MPa được tính toán và thỏa mãn điều kiện trám.

(5) Kiểm tra khả năng trám so với khoảng bù



Hình 10-7 Chiều rộng hữu hiệu của dải trám

Quan hệ giữa lực do áp lực nước F trên chiều dài 1cm dải trám và lực nén của dải trám M được diễn giải như công thức sau. Trường hợp F < M, có thể ngăn nước và trường hợp F > M, nước sẽ lọt vào.

$F = Pw \times t/2 \ldots (4)$

F: Force by water pressure (MPa)
Pw: Water pressure (MPa)
t: Thickness of sealing strip (mm)

$M = \sigma \times W \times \mu \ldots (5)$

M: Compression force of sealing strip (N/mm)
σ: Compression stress of sealing strip (MPa)
W: Width of sealing strip (mm)
μ: Friction coefficient

Chiều rộng nhỏ nhất của dải trám để ngăn nước tại mỗi kịch bản khe hở 0mm, 3mm và 5,9mm giữa các tấm có thể được tính theo (4) và (5). Tính toán như bên dưới:

Với lỗ mở rộng 0mm:
Khuyến nghị rằng Pw = 0.433 MPa, hệ số ma sát μ = 0,5 và ứng suất nén của dải trám σ là 2.9MPa.

Độ rộng nhỏ nhất của dải trám nhằm thỏa mãn điều kiện khi áp lực nước F bằng với lực nén tai dải trám M:
F = M -> P x t/2 = σ x W x μ -->W1 = (P x t/2) / (σ x μ)

Do đó, chiều rộng tối thiểu dải trám để chặn nước có thể là W = 1.0 mm
Để xem xét khoảng bù 5mm, chiều rộng dải trám nhỏ nhất là 1 + 5 = 6 mm. Và do chiều rộng đáy dải trám thiết kế là 14 mm, nó có thể thỏa mãn điều kiện 6mm<14mm.

Tương tự, với lỗ mở =3mm:
Khuyến nghị rằng Pw = 0.433 MPa, hệ số ma sát μ = 0,5 và ứng suất nén của dải trám σ là 0.47MPa.
Chiều rộng tối thiểu dải trám để chặn nước có thể là W = 5.9 mm.
Để xem xét khoảng bù 5mm, chiều rộng dải trám nhỏ nhất là 5.9+5 = 10.9 mm < 14 mm

Tương tự, với lỗ mở =5.9mm:
Khuyến nghị rằng Pw = 0.287MPa, hệ số ma sát μ = 0,5 và ứng suất nén của dải trám σ là 0.32MPa.
Chiều rộng tối thiểu dải trám để chặn nước có thể là W = 11.2 mm.
Độ rộng dải trám sau khi phồng lên (nở nước) là W' =WxKx1$^{(1/n)}$ khi K phồng lên lớn nhất (K=3), n là hướng mà dải trám phồng lên (n=3): W ' = 14x3$^{1/3}$=20.2mm.
Để xem xét khoảng bù 5mm, chiều rộng dải trám nhỏ nhất là 11.2 + 5 = 16.2 <20.2 mm.

Do đó cả 3 kịch bản trên thỏa mãn độ rộng cơ bản của kích thước dải trám như thể hiện trong Bảng 10-9

Bảng 0-9 Tóm tắt năng lực dải trám có xem xét khoảng bù

Kịch bản	Thiết kế Khoảng cách (mm)	Độ rộng của dải trám cũn như kích thước dải trám (mm)	Độ rộng có thể chấp nhận (mm)	Quyết định
A	0	14	6	Đạt
B	3	14	13.9	Đạt
C	3.0	14	10.9	Đạt

*Độ rộng dải trám sau khi nở nước W'

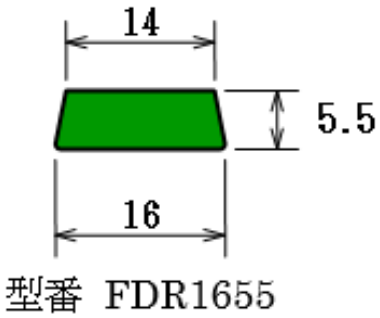
10.3.9 Kiểm tra thiết kế

Tính toán chi tiết được trình bày trong **Phụ lục M**. Kết quả như Bảng 10-10 bên dưới:

Bảng 0-10 Tổng kết thiết kế dải trám

Kịch bản	Thiết kế lỗ hổng (mm)	Độ dày tổng (mm)	Áp lực liên kết(MPa)	Áp lực thiết kế(MPa)	Quyết định
A	0.0	11	2.9	0.433	Đạt
B	3.0	-	11	0.47	Đạt
C	3.0	0.4	11	0.47	Đạt

Đánh giá từ kết quả của kiểm tra bên trên, dải trám dưới đây là phù hợp nhất cho dự án. Thêm nữa, cung cấp hai lớp dải trám sẽ gia tăng sự an toàn kín nước.



Hình 10-8 Hình dạng sản phẩm Aquaquell Sealer (dải trám nở nước)

11. THIẾT KẾ ĐỘNG ĐẤT

Tham khảo Tiêu chuẩn thiết kế Nhật Bản "Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu đường sắt và khuyến nghị (Hầm khiên đào)" của Viện nghiên cứu kỹ thuật đường sắt Mục 5 – đoạn (6) nói rằng ảnh hưởng động đất đối với đường hầm là nhỏ và tính toán có thể bỏ qua:

(6) Impact of earthquakes

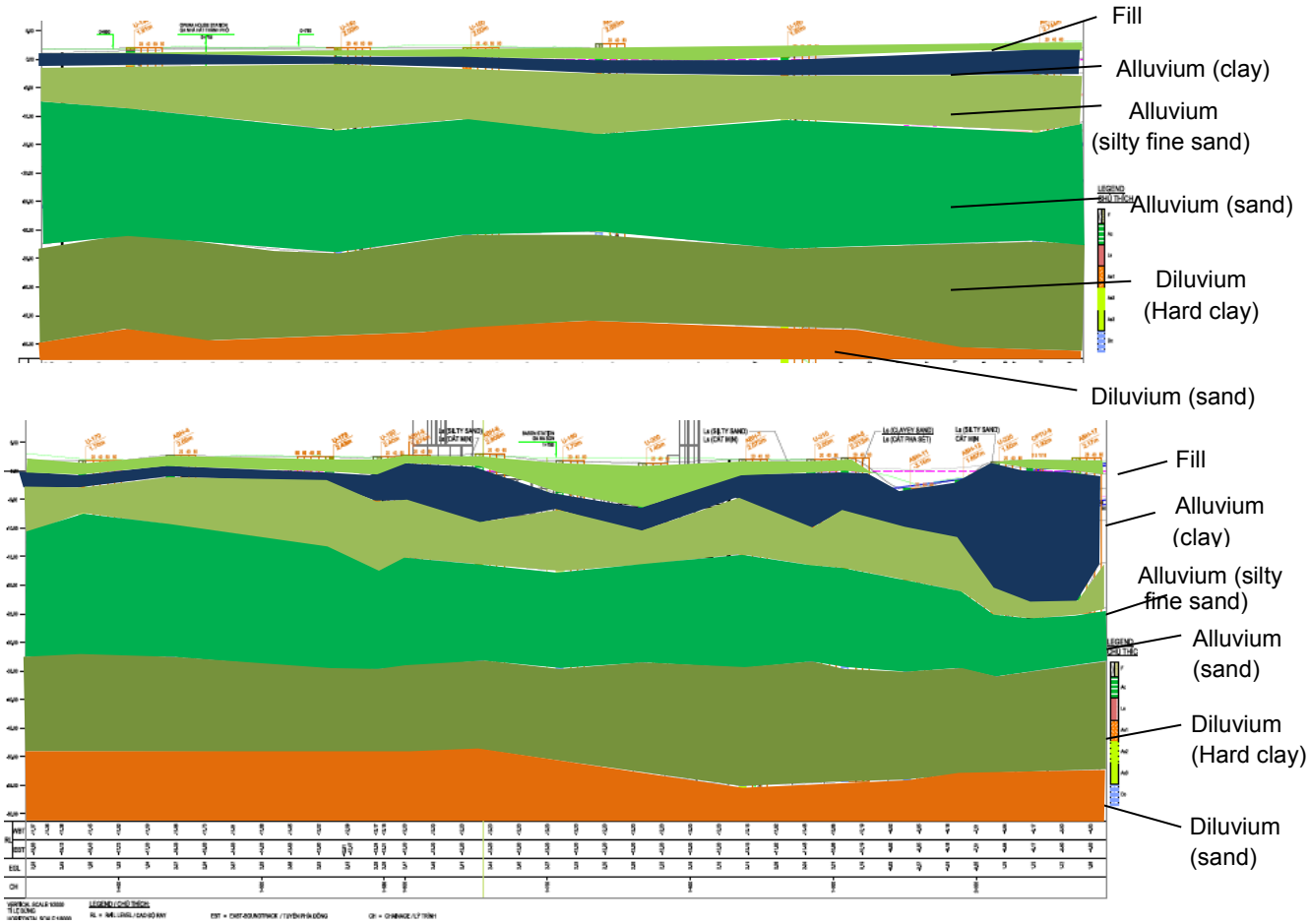
Earthquake impact is minimal and studies can be omitted because it is assumed that a tunnel vibrates in approximate harmony with the ground around the tunnel. The Shield Tunnel Standard introduces conditions, and a method of judging liquefaction for use in the study of the impact of earthquakes. It also describes a new design method based on the seismic deformation method for use when performing seismic design.

Ý kiến trên nói chung tác động của hoạt động địa chất lên hầm khoan là không đáng kể. Tuy nhiên, báo cáo hóa lỏng và kiểm tra địa chấn sẽ được thực hiện để đảm bảo rằng thiết kế động đất không đáng kể và không nguy hiểm.

11.1 Phân tích hóa lỏng

Mục này đánh giá rủi ro hóa lỏng bằng lựa chọn công thức đưa ra trong Tiêu chuẩn Nhật Bản (DSRSC-ST) và thảo luận liệu thiết kế động đất có cần thiết cho thiết kế vỏ hầm khiên đào Metro HCM. Đối với các tính toán Fs chi tiết về hóa lỏng, xem GIR Phụ lục I.

Mặt cắt địa chất phương dọc của hầm khiên đào thể hiện bên dưới:



Hình 11-1 Mặt cắt địa chất phương dọc của hầm khiên đào

Lớp đất đắp, cát bùn bồi tích, cát bồi có thể nhạy cảm với hóa lỏng.

Với lớp sét bồi tích, hàm lượng hạt mịn cao hơn đối với đất nhạy cảm với hóa lỏng. Với phần thấp hơn của cát bồi và lũ tích, chiều sâu lớn hơn 15 đến 20m không được xem xét hóa lỏng.

Gia tốc đỉnh nền là tương đối nhỏ (khoảng 0.0848*g* như thể hiện trong mục11.2.2 Các thông số đất); tuy nhiên, một số vị trí trong các lớp đất ở các lớp trên của đất (đất đắp và cát bùn bồi tích) có thể nhạy cảm với hóa lỏng.

Với thiết kế hầm, rủi ro hóa lỏng phải được xem xét. Để đánh giá khả năng hóa lỏng của đất dọc tuyến, các đặc trưng của đất và giá trị SPT-N tại các hố khoan dọc tuyến hầm được đánh giá.

Kiểm tra cỡ hạt – D50

Đầu tiên, cỡ hạt của đất trong khoảng chiều sâu có khả năng xảy ra hóa lỏng (từ mặt đất tới chiều sâu 20m) được xem xét. Trong khoảng chiều sâu này, có 3 lớp địa chất, đó là Đất đắp, Sét bồi 2 và Cát bồi 1. Lớp Đất đắp chỉ dày xấp xỉ 1m trên bề mặt nó quá mỏng để xem xét/ lớp Sét bồi không nhạy cảm với hóa lỏng với bản chất sét của nó. Do đó lớp đất duy nhất cần xem xét hóa lỏng là lớp Cát bồi 1.

Theo tiêu chuẩn thiết kế "DSRSC-ST", mục 4.3(2), các lớp đất với kích cỡ hạt trung bình D50 trong khoảng 0,02mm tới 2mm sẽ nhạy cảm với hóa lỏng. Mặt cắt liên quan được trích dẫn và thể hiện trong Hình 11-2:

(2) について

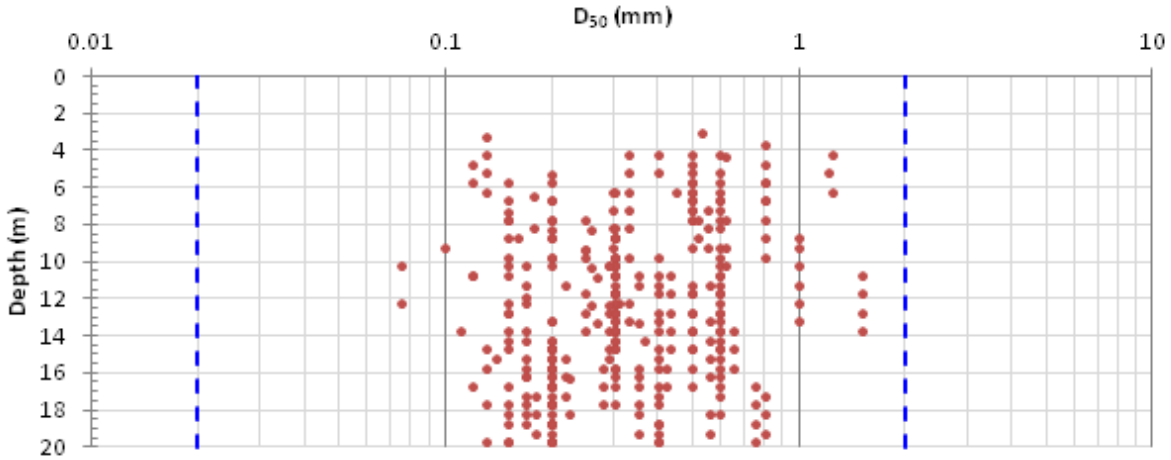
トンネルの設置される深度では，一般に地盤の液状化は生じにくいが，周辺の地盤が液状化すると地盤は強度を失うか，あるいは強度が低下するので，土被りの著しく小さいトンネルでは，周辺の地盤が液状化するか否かの検討が必要となる．

「鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物）」（平成９年３月）では，

「液状化の判定は，地下水面が現地盤面から 10m 以内にあり，かつ現地盤面から 20m 以内の範囲における平均粒径 D_{50} が 0.02mm 以上 2.0mm 以下の飽和土層に対して行うものとする．」

Hình 11-2 Mục 4.3(2) DSRSC-ST

Mục trích từ "DSRCS- ST" thể hiện các loại đất kích cỡ hạt D50 mà nhạy cảm với hóa lỏng. Hình bên dưới thể hiện kích cỡ hạt D50 với chiều sâu trong khoảng 20m. Thể hiện đất trong dải phạm vi kích cỡ hạt có rủi ro hóa lỏng phải được xem xét.

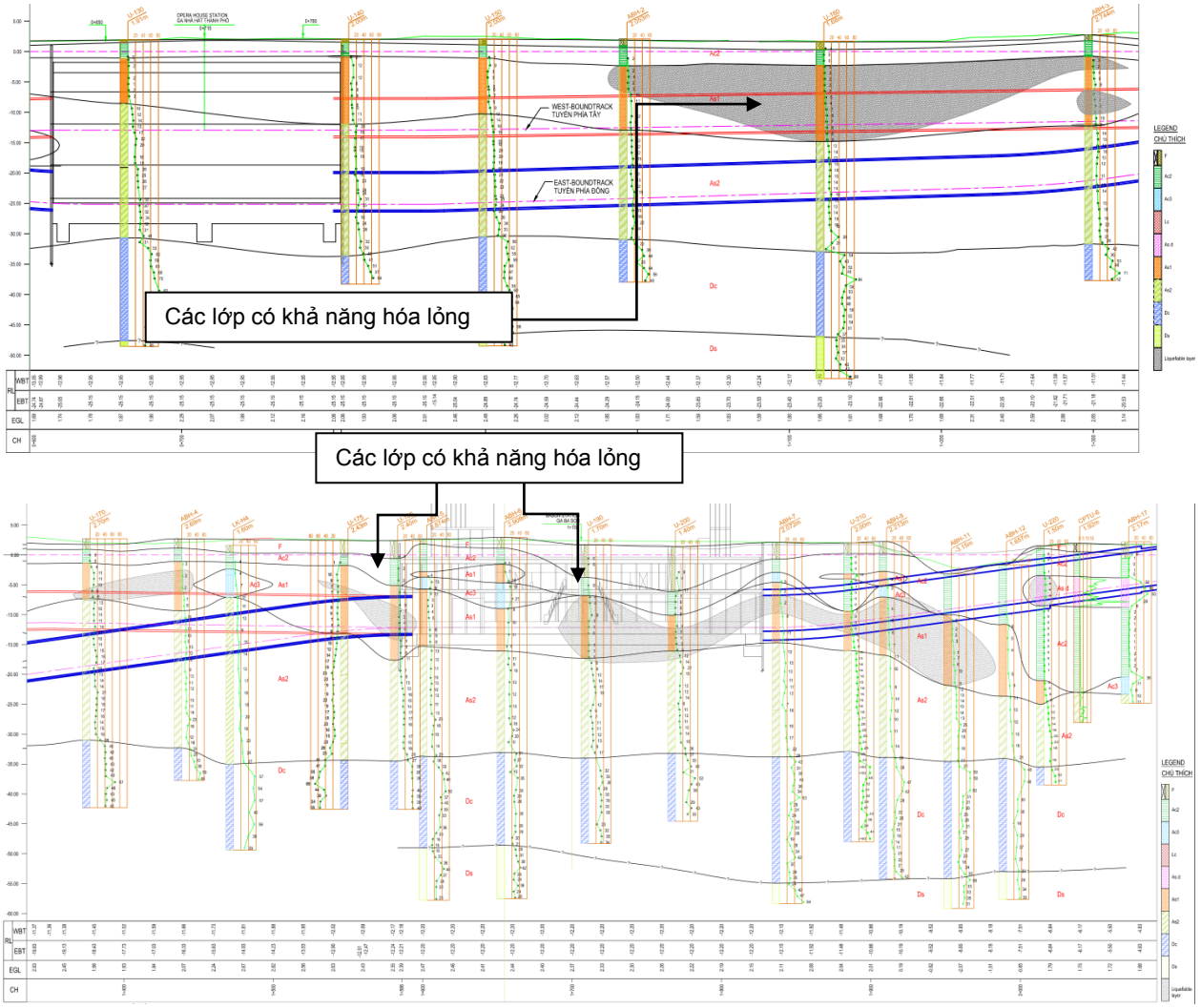


Hình 11-3 phân bố kích cỡ hạt 50 theo chiều sâu

Khi cỡ hạt nằm trong khoảng có thể hóa lỏng, phân tích hóa lỏng được tiến hành. Hóa lỏng được kiểm tra dựa trên giá trị SPT tại các hố khoan dọc theo tuyến cho Lớp cát bồi 1. Lớp cát bồi 2 tại mặt cắt sâu hơn có giá trị cao hơn giá trị SPT-N nói chung và phân bổ kích thước hạt ít bị ảnh hưởng. Rủi ro hóa lỏng được làm dựa trên Tiêu chuẩn Nhật Bản DSRCS và các khu vực rủi ro hóa lỏng được thể hiện trên mặt cắt dọc hầm khoan trong Phụ lục S.1, cùng với một tính toán mẫu.

Kết quả chỉ ra rằng lớp đất mà đường hầm phía Đông đi qua cũng như những lớp bên dưới không có khả năng hóa lỏng. Với đường hầm phía Tây, một số khu vực thể hiện có rủi ro hóa lỏng. Các nền tại U-152, U-160, ABH-2 và U-176 có các chỉ số hóa lỏng lớn hơn 5 và vì vậy dường như có khả năng hóa lỏng.

Dựa trên các kết quả phân tích, các lớp có khả năng hóa lỏng được thể hiện ở Hình 11-4:



Hình 11-4 Các lớp có khả năng hóa lỏng được xác định dọc theo tuyến đường hầm trong lớp Cát bồi 1

Do một phần lớp đất có khả năng hóa lỏng trong phạm vi tuyến đường hầm mặc dù động đất tương đối thấp, kiểm tra đẩy nổi chống lại nguy cơ hóa lỏng đã được thực hiện và giải thích trong mục 11.2 bên dưới. Kết quả cho thấy hầm khoan đủ hệ số an toàn chống lại hiện tượng đẩy nổi do ảnh hưởng động đất.

11.2 Đẩy nổi do Hóa lỏng đất

Hóa lỏng động đất là quá trình bão hòa, đất bở rời hoặc cát được chuyển đổi thành hệ thống treo trong quá trình động đất. Trong trường hợp hóa lỏng, đất mất nhiều lực cắt do tăng áp lực nước lỗ rỗng, và kết cấu có thể nổi như kết quả.

Phân tích hóa lỏng sâu hơn trình bày trong mục 11.1, căn cứ tại U-160 (giữa lý trình 1+055 to 1+205) chỉ số hóa lỏng lớn hơn 5 và được được coi là dễ bị hóa lỏng.

Kiểm tra hóa lỏng tại phần trên trong tình trạng động đất được thực hiện theo phương trình 6.8.4 theo Tiêu chuẩn động đất cho đường ray (DSRSC- Thiết kế động đất). Từ kết quả này, hệ số an toàn lớn 1.0 tại tất cả các vị trí. Do đó, kiểm tra đẩy nổi chống lại lớp đất hóa lỏng được thỏa mãn. Chi tiết của phần kiểm tra đẩy nổi được cho bởi **Phụ lục N2** trong báo cáo.

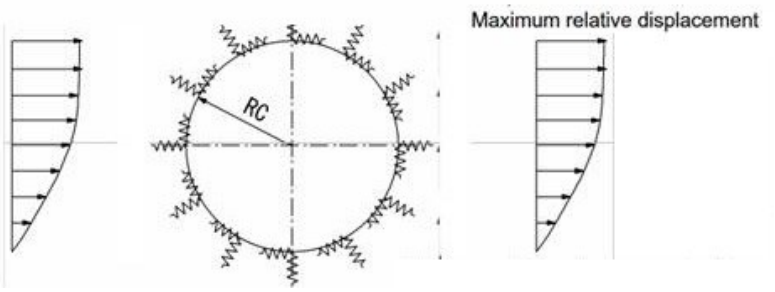
11.3 Phân tích động đất phương ngang

Mô hình Hai-Dầm-Phân đoạn được sử dụng cho phân tích tại mặt cắt nơi có rủi ro hóa lỏng theo tính toán dựa trên Tiêu chuẩn DSRSC-ST Code (tham khảo GIR Phụ lục I phần đánh giá hóa lỏng). Chú ý rằng giá trị gia tốc đỉnh nền cho khu vực hầm khiên đào xấp xỉ 0,11g được coi là tương đối thấp. Tuy nhiên, kiểm tra động đất được tiến hành để khẳng định rằng trường hợp tải trọng động đất không phải là nhân tố quyết định.

Tải trọng sau đây được áp dụng cho mô hình phân tích là tải trọng đường hầm tiếp nhận từ đất nền xung quanh trong quá trình động đất:

11.3.1 Chuyển vị phản ứng

Chuyển vị tương đối lớn nhất giữa đỉnh và đáy hầm, đạt được từ phân tích phản ứng nền, được áp dụng lên mô hình đường hầm qua các lò xo nền.



Hình 11-5 Chuyển vị phản ứng nền áp dụng lên mô hình hầm

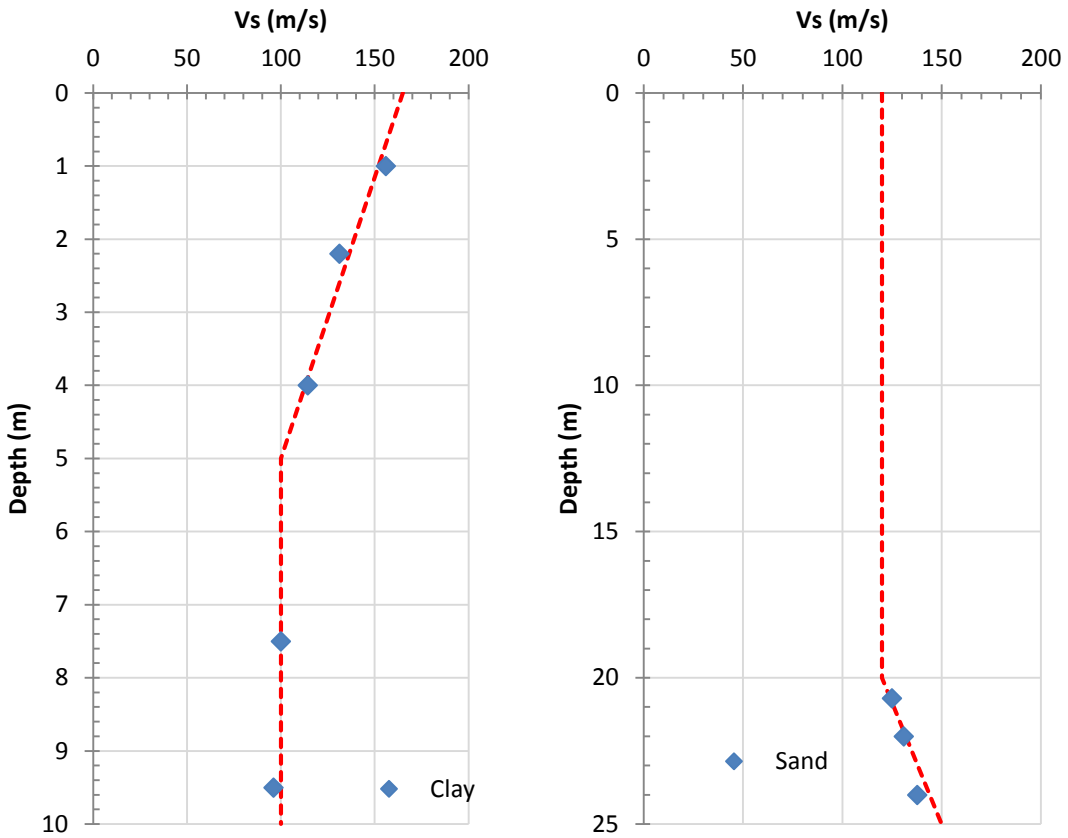
Đánh giá hóa lỏng thể hiện rằng Lớp cát bồi 1 có khả năng hóa lỏng tại một số vị trí, phân tích phản ứng nền được tiến hành để cung cấp đầu vào cho phân tích động đất cho các lực kết cấu của đường hầm.

11.3.2 Các thông số đất

Phân tích phản ứng nền yêu cầu các thông số sau của đất:

- Mô đun kháng cắt biến dạng nhỏ
- Đường cong suy giảm mô đun kháng cắt với biến dạng
- Đường cong giảm chấn với biến dạng
- Dịch chuyển đầu vào

Mô đun kháng cắt biến dạng nhỏ đạt được dựa trên tốc độ dao động cắt của đất. Dựa trên dữ liệu có sẵn, tốc độ dao động cắt tại các chiều sâu khác nhau tại hố khoan ABH-10 được biểu thị trong Hình 11-6 bên dưới cho sét và cát. Hố khoan ABH-10 nằm trong dự án với kiểm tra động đất tại chỗ được thực hiện.



Hình 11-6 Tốc độ dao động cắt của sét và cát tại hố khoan ABH-10

Dữ liệu khảo sát nền có sẵn chỉ bao gồm tốc độ dao động cắt của sét và cát bồi tới độ sâu 25m, đối với sét và cát lũ tích, tốc độ dao động cắt được lấy từ EN 1998-1:2004 Eurocode 8 phần 1, Bảng 3.1 từ các loại đất tương ứng.

Với tốc độ dao động cắt, mô đun kháng cắt biến dạng nhỏ G_0 có thể đạt được từ công thức sau:

$$V_s = \sqrt{\frac{G_0}{\rho}}$$

Trong đó **ρ** là trọng lượng riêng của đất và V_s là tốc độ dao động cắt

Phần mềm SHAKE91 được sử dụng để phân tích phản ứng tại chỗ. Với đường cong suy giảm mô đun kháng cắt, không có dữ liệu nền cụ thể, do đó đường cong suy giảm mô đun kháng cắt và đường cong giảm chấn được lấy từ hướng dẫn sử dụng.

Gia tốc đỉnh nền hay a_{max} được tính toán trong Báo cáo diễn giải địa kỹ thuật – Hầm khiên đào (báo cáo mới nhất được đệ trình bởi SMJO ngày 19/8/2015). Được lấy từ Tiêu chuẩn thiết kế động đất Việt Nam, TCVN 9386:2012 bằng 0,0848 (a_g) X 1,35 (S, hệ số đất cho đất loại D) = 0,1145g.

Gia tốc đỉnh nền a_g cho loại A (đá) bằng 0,0848g cho TPHCM. Chuyển động đầu vào được lấy từ chuyển động nền tại bờ biển việt Nam tháng 11/2007 tỷ lệ với gia tốc đỉnh đá thiết kế. Hình 11-9 thể hiện chuyển động đầu vào. S là hệ số nền bằng 1,35 cho đất loại D. Trong TCVN 9386:2012, đất loại D được xác định là trầm tích đất không dính rời đến trung bình (có hoặc không có các lớp đất dính mềm), hoặc chủ yếu đất dính mềm tới cứng.

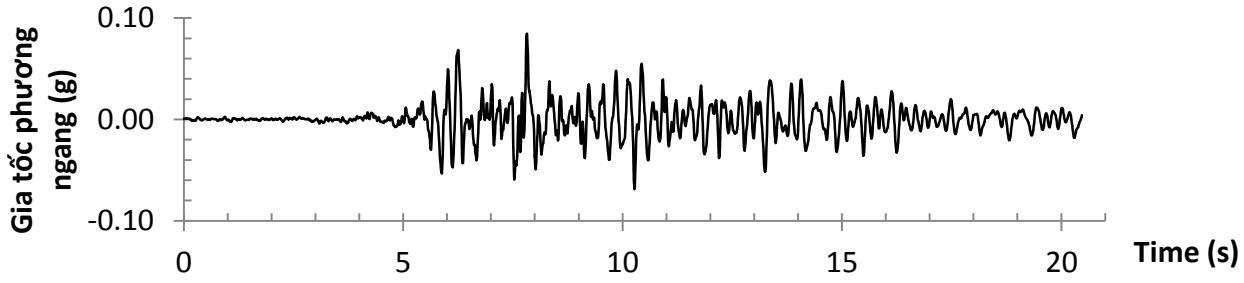


Figure 11-7 Dịch chuyển đầu vào được chọn

Nguồn: Bờ biển Việt Nam tháng 11/2007

Hình 11-7 là phần đầu vào nhanh dần cho sự kiện động đất ở ngoài khơi Việt Nam, đó là nguồn gốc cho nhiều sự kiện gần công trường. Tính nhanh dần đạt được từ việc quản lý động đất ở nhà ga MY Kuching.

11.3.3 Mặt cắt nền

Đối với đoạn dường hầm dài 780m, một phần tiêu biểu để đánh giá động đất được xem xét đủ khi mặt cắt địa chất không đổi không đổi mạnh dọc theo đường hầm (ví dụ từ đất mềm đến đá,…)Tuy nhiên, bốn mặt cắt được chọn như nhau đối với tải trọng khác và phân tích thiết kế lớp lót hầm.

Bảng 11-1 Mặt cắt địa chất tại 4 mặt cắt

Đất	Mặt cắt A - WBT		Mặt cắt A - EBT		Mặt cắt B		Mặt cắt C	
	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)
Sét	2,62	-1,2	2,62	-1,47	2,73	-1,1	2,03	-0,6
As1	-1,2	-8,03	-1,47	-9,97	-1,1	-11,29	-0,6	-9,59
As2	-8,03	-31,41	-9,97	-32,39	-11,29	-32,24	-9,59	-29,91
Dc	-31,41	-47	-32,39	-47	-32,24	-47,27	-29,91	-45,74
Ds	-47	-100	-47	-100	-47,27	-100	-45,74	-100
Đá	-100		-100		-100		-100	

Cùng với các thông số đất được xác định như đề cập trước đây, các đặc trưng đất được tổng hợp trong Bảng 11-C tới E bên dưới:

Bảng 11-2 Các thông số đất của mặt cắt A – WBT

Lớp	Đất	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)	Đỉnh (m chiều sâu)	Đáy (m chiều sâu)	Tâm (m chiều sâu)	Chi ều dày (m)	V_s (m/s)	Trọng lượng riêng (kg/m3)	G_0 (MPa)	Đường cong động
1	Sét	2,6	-1,2	0	3,8	1,9	3,8	140,2	1650	32,4	PI=30
2	As1	-1,2	-2,9	3,8	5,5	4,7	1,7	120	1950	28,1	(0-6)
3	As1	-2,9	-4,6	5,5	7,2	6,4	1,7	120	1950	28,1	(6-15)
4	As1	-4,6	-6,3	7,2	8,9	8,1	1,7	120	1950	28,1	(6-15)
5	As1	-6,3	-8	8,9	10,7	9,8	1,7	120	1950	28,1	(6-15)
6	As2	-8	-13	10,7	15,7	13,2	5	120	2000	28,8	(6-15)
7	As2	-13	-18	15,7	20,7	18,2	5	120	2000	28,8	(15-36)
8	As2	-18	-23	20,7	25,7	23,2	5	138,9	2000	38,6	(15-36)
9	As2	-23	-31,4	25,7	34	29,8	8,4	179	2000	64,1	(15-36)
10	Dc	-31,4	-40	34	42,6	38,3	8,6	229,6	2100	110,7	PI=30
11	Dc	-40	-47	42,6	49,6	46,1	7	319,6	2100	214,5	PI=30
12	Ds	-47	-55	49,6	57,6	53,6	8	393,2	2050	317	(36-75)
13	Ds	-55	-65	57,6	67,6	62,6	10	467,9	2050	448,9	(36-75)
14	Ds	-65	-75	67,6	77,6	72,6	10	550,9	2050	622,3	(36-75)
15	Ds	-75	-85	77,6	87,6	82,6	10	634	2050	823,9	(75-150)
16	Ds	-85	-100	87,6	102,6	95,1	15	737,7	2050	1115,7	(75-150)
17	Đá	-100						800	2200	1408	(75-150)

Các lỗ khoan của dự án không chạm tới đá. Để thiên về an toàn, vận tốc sóng biến dạng cũng được thêm vào và độ cao 100m E.L được coi là nền tảng cho PGA. Để xác nhận rằng độ sâu được chọn là đủ an toàn, giá trị chuyển vị liên quan được so sánh bằng cách xem xét lớp Ds 9 (ví dụ -47m E.L) như là mức cơ sở. Kết quả cho thấy rằng giá trị chuyển vị liên quan rất gần với -100m E.L cho giá trị an toàn hơn.

Bảng 11-3 Các thông số đất của mặt cắt A – EBT

Lớp	Đất	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)	Đỉnh (m chiều sâu)	Đáy (m chiều sâu)	Tâm (m chiều sâu)	Chiều dày (m)	V_s (m/s)	Trọng lượng riêng (kg/m3)	G_0 (MPa)	Đường cong động
1	Sét	2,6	-1,5	0	4,1	2	4,1	138,4	1650	31,6	PI=30
2	As1	-1,5	-3,6	4,1	6,2	5,2	2,1	120	1950	28,1	(0-6)
3	As1	-3,6	-5,7	6,2	8,3	7,3	2,1	120	1950	28,1	(6-15)
4	As1	-5,7	-7,8	8,3	10,5	9,4	2,1	120	1950	28,1	(6-15)
5	As1	-7,8	-10	10,5	12,6	11,5	2,1	120	1950	28,1	(6-15)
6	As2	-10	-15	12,6	17,6	15,1	5	120	2000	28,8	(15-36)
7	As2	-15	-20	17,6	22,6	20,1	5	120,5	2000	29,1	(15-36)
8	As2	-20	-25	22,6	27,6	25,1	5	150,5	2000	45,3	(15-36)
9	As2	-25	-32,4	27,6	35	31,3	7,4	187,8	2000	70,5	(15-36)
10	Dc	-32,4	-40	35	42,6	38,8	7,6	226,9	2100	108,1	PI=30
11	Dc	-40	-47	42,6	49,6	46,1	7	316,9	2100	210,9	PI=30
12	Ds	-47	-55	49,6	57,6	53,6	8	393,2	2050	317	(36-75)
13	Ds	-55	-65	57,6	67,6	62,6	10	467,9	2050	448,9	(36-75)
14	Ds	-65	-75	67,6	77,6	72,6	10	550,9	2050	622,3	(36-75)
15	Ds	-75	-85	77,6	87,6	82,6	10	634	2050	823,9	(75-150)
16	Ds	-85	-100	87,6	102,6	95,1	15	737,7	2050	1115,7	(75-150)
17	Đá	-100						800	2200	1408	(75-150)

Bảng 11-4 Các thông số đất của mặt cắt B

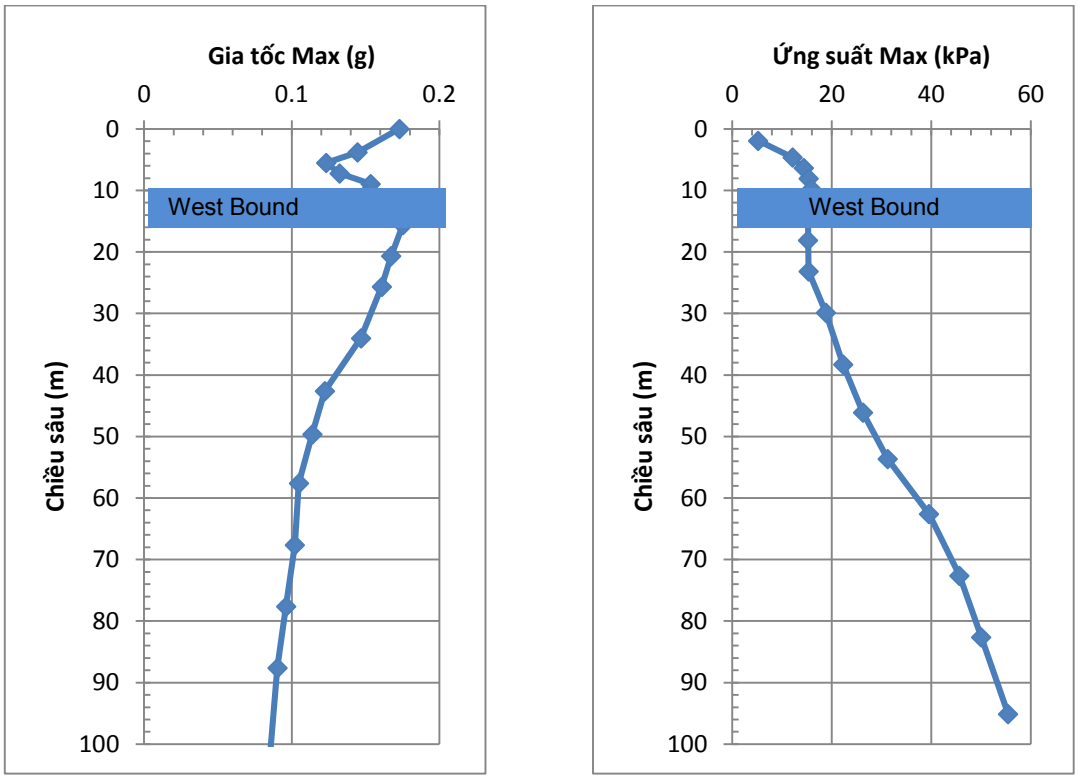
Lớp	Đất	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)	Đỉnh (m chiều sâu)	Đáy (m chiều sâu)	Tâm (m chiều sâu)	Chiều dày (m)	V_s (m/s)	Trọng lượng riêng (kg/m3)	G_0 (MPa)	Đường cong động
1	Sét	2,7	-1,1	0,0	3,8	1,9	3,8	140,1	1650	32,4	PI=30
2	As1	-1,1	-3,6	3,8	6,4	5,1	2,5	120,0	1950	28,1	(0-6)
3	As1	-3,6	-6,2	6,4	8,9	7,7	2,5	120,0	1950	28,1	(6-15)
4	As1	-6,2	-8,7	8,9	11,5	10,2	2,5	120,0	1950	28,1	(6-15)
5	As1	-8,7	-11,3	11,5	14,0	12,7	2,5	120,0	1950	28,1	(6-15)
6	As2	-11,3	-16,3	14,0	19,0	16,5	5,0	120,0	2000	28,8	(15-36)
7	As2	-16,3	-21,3	19,0	24,0	21,5	5,0	129,1	2000	33,3	(15-36)
8	As2	-21,3	-26,3	24,0	29,0	26,5	5,0	159,1	2000	50,6	(15-36)
9	As2	-26,3	-32,2	29,0	35,0	32,0	6,0	192,0	2000	73,7	(15-36)
10	Dc	-32,2	-40,0	35,0	42,7	38,9	7,8	226,5	2100	107,7	PI=30
11	Dc	-40,0	-47,3	42,7	50,0	46,4	7,3	316,5	2100	210,3	PI=30
12	Ds	-47,3	-55,0	50,0	57,7	53,9	7,7	392,3	2050	315,4	(36-75)
13	Ds	-55,0	-65,0	57,7	67,7	62,7	10,0	466,2	2050	445,6	(36-75)
14	Ds	-65,0	-75,0	67,7	77,7	72,7	10,0	549,7	2050	619,4	(36-75)
15	Ds	-75,0	-85,0	77,7	87,7	82,7	10,0	633,1	2050	821,7	(75-150)
16	Ds	-85,0	-100,0	87,7	102,7	95,2	15,0	737,4	2050	1114,8	(75-150)
17	Đá	-100,0						800,0	2200	1408,0	(75-150)

Bảng 11-5 Các thông số đất của mặt cắt C

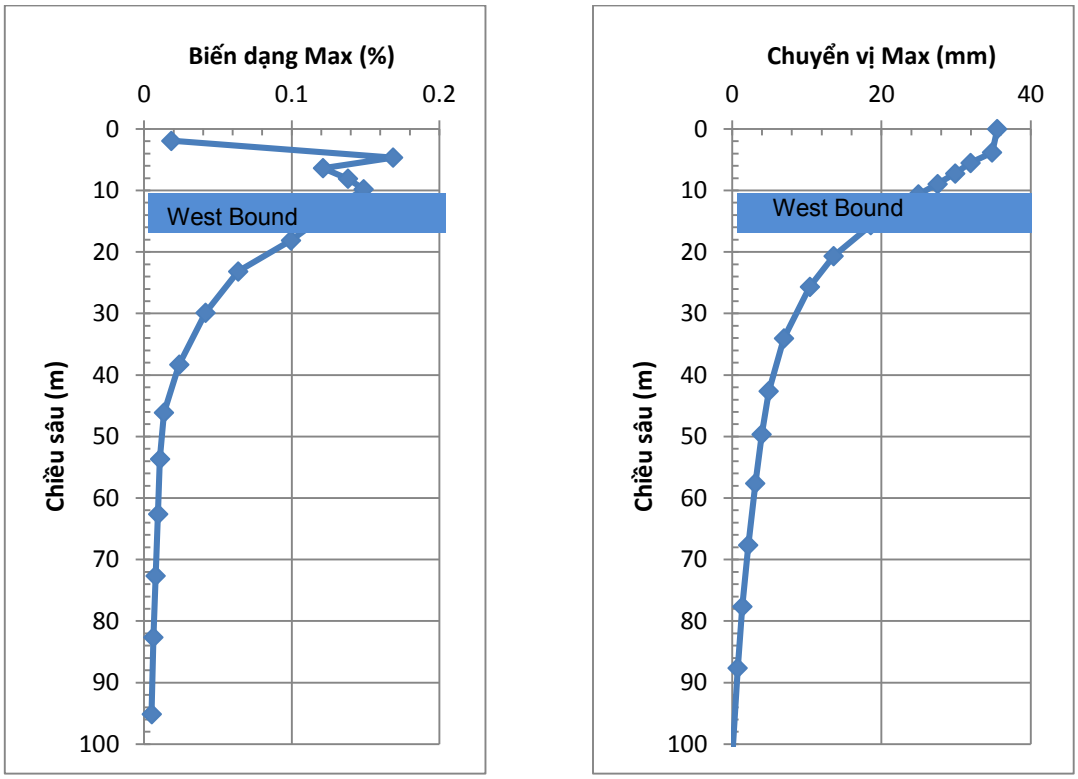
Lớp	Đất	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)	Đỉnh (m chiều sâu)	Đáy (m chiều sâu)	Tâm (m chiều sâu)	Chiều dày (m)	V_s (m/s)	Trọng lượng riêng (kg/m3)	G_0 (MPa)	Đường cong động
1	Sét	2,0	-0,6	0,0	2,6	1,3	2,6	147,9	1650	36,1	PI=30
2	As1	-0,6	-2,8	2,6	4,9	3,8	2,2	120,0	1950	28,1	(0-6)
3	As1	-2,8	-5,1	4,9	7,1	6,0	2,2	120,0	1950	28,1	(6-15)
4	As1	-5,1	-7,3	7,1	9,4	8,2	2,2	120,0	1950	28,1	(6-15)
5	As1	-7,3	-9,6	9,4	11,6	10,5	2,2	120,0	1950	28,1	(6-15)
6	As2	-9,6	-14,6	11,6	16,6	14,1	5,0	120,0	2000	28,8	(15-36)
7	As2	-14,6	-19,6	16,6	21,6	19,1	5,0	120,0	2000	28,8	(15-36)
8	As2	-19,6	-24,6	21,6	26,6	24,1	5,0	144,7	2000	41,9	(15-36)
9	As2	-24,6	-29,9	26,6	31,9	29,3	5,3	175,7	2000	61,7	(15-36)
10	Dc	-29,9	-40,0	31,9	42,0	37,0	10,1	237,4	2100	118,3	PI=30
11	Dc	-40,0	-45,7	42,0	47,8	44,9	5,7	327,4	2100	225,1	PI=30
12	Ds	-45,7	-55,0	47,8	57,0	52,4	9,3	397,5	2050	324,0	(36-75)
13	Ds	-55,0	-65,0	57,0	67,0	62,0	10,0	475,6	2050	463,8	(36-75)
14	Ds	-65,0	-75,0	67,0	77,0	72,0	10,0	556,7	2050	635,4	(36-75)
15	Ds	-75,0	-85,0	77,0	87,0	82,0	10,0	637,8	2050	834,0	(75-150)
16	Ds	-85,0	-100,0	87,0	102,0	94,5	15,0	739,2	2050	1120,1	(75-150)
17	Đá	-100,0						800,0	2200	1408,0	(75-150)

11.3.4 Phân tích phản ứng nền

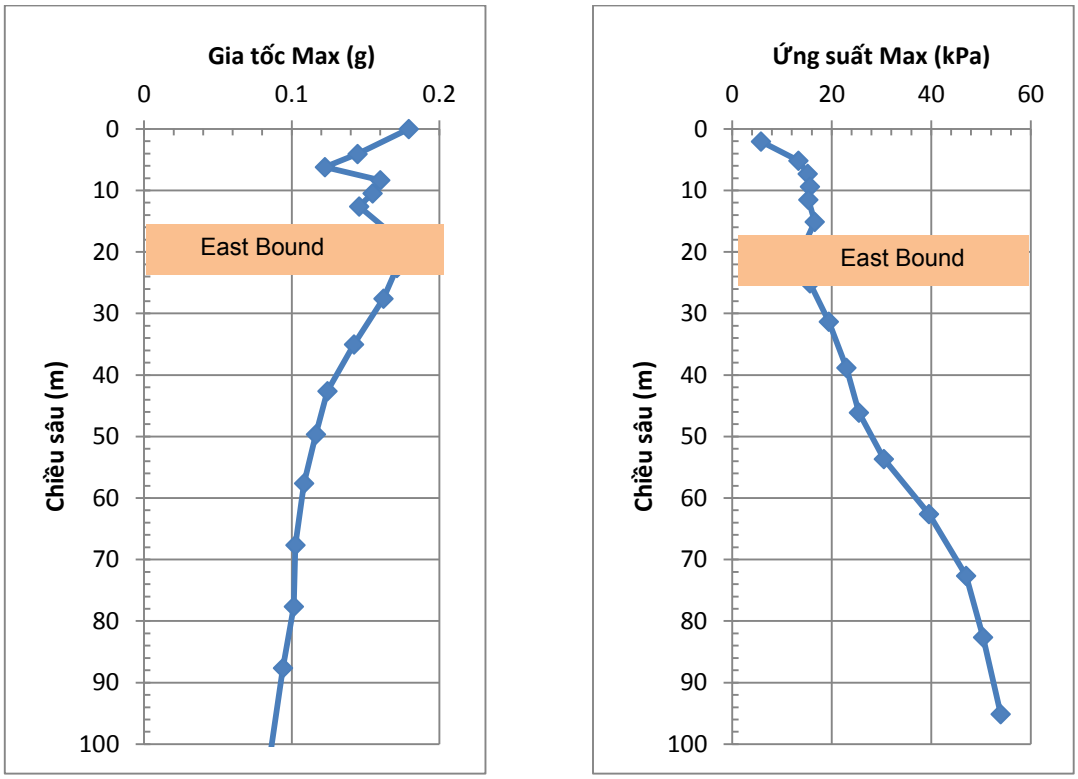
Phân tích phản ứng nền được tiến hành bằng chương trình máy tính SHAKE91 với mặt cắt địa chất và các thông số đất đề cập bên trên, đó là một chương trình máy tính lan truyền sóng một chiều 1-D được thực hiện trong một khoảng tần số. Các kết quả phân tích được tổng hợp trong mục này. Gia tốc lớn nhất theo chiều sâu, lực cắt lớn nhất theo chiều sâu, biến dạng cắt lớn nhất theo chiều sâu và đồ thị chuyển vị đất lớn nhất theo chiều sâu được tính toán từ biến dạng cắt theo chiều sâu được trình bày trong **Phụ lục S2** và Hình 11-10 tới 11-17 bên dưới:



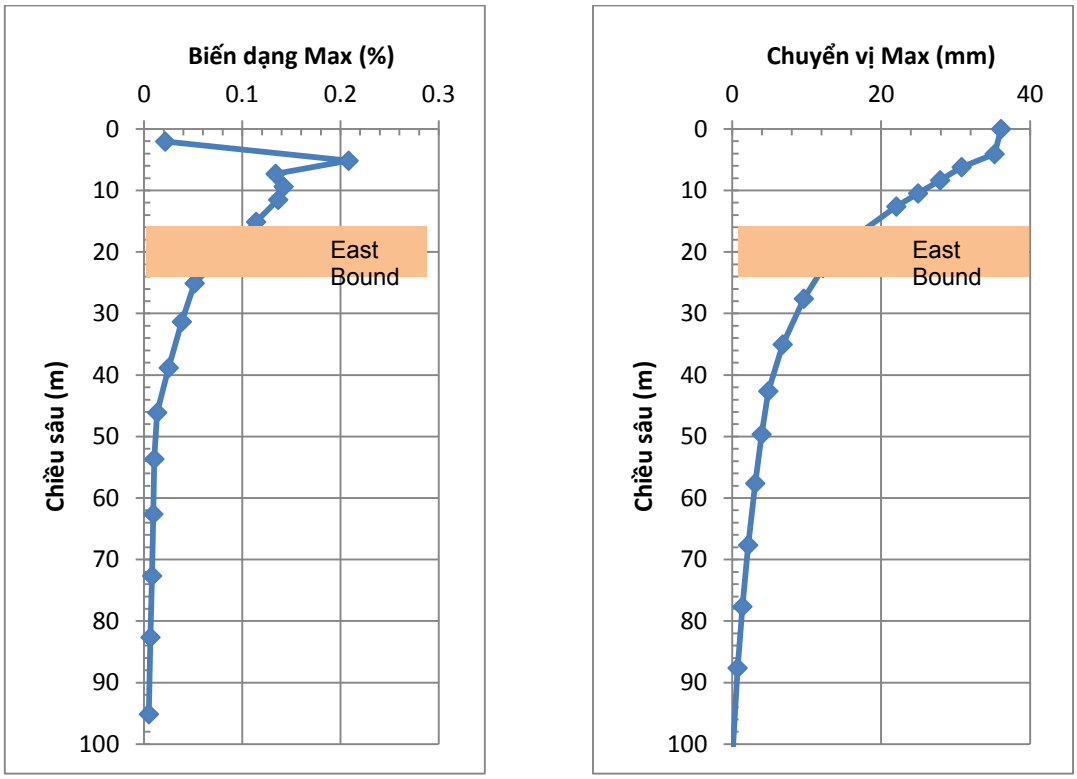
Hình 11-8 Gia tốc lớn nhất và ứng suất cắt lớn nhất theo chiều sâu (mặt cắt A - WBT)



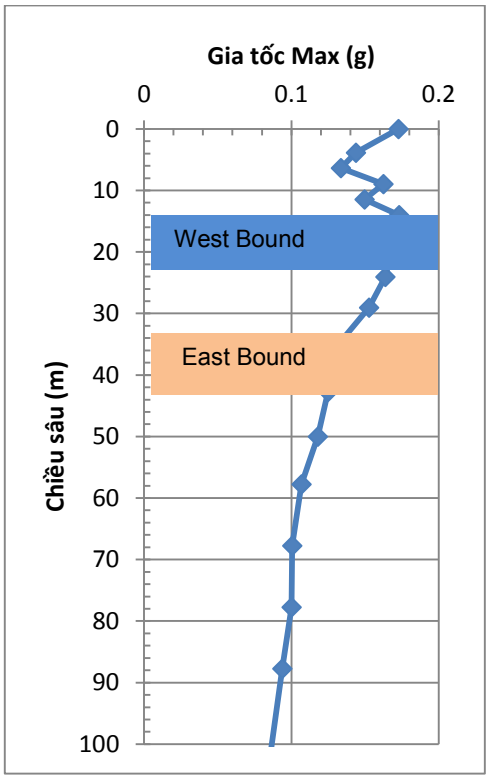
Hình 11-9 Biến dạng cắt lớn nhất và đồ thị chuyển vị đất lớn nhất (được tính bởi biến dạng cắt) theo chiều sâu (mặt cắt A - WBT)

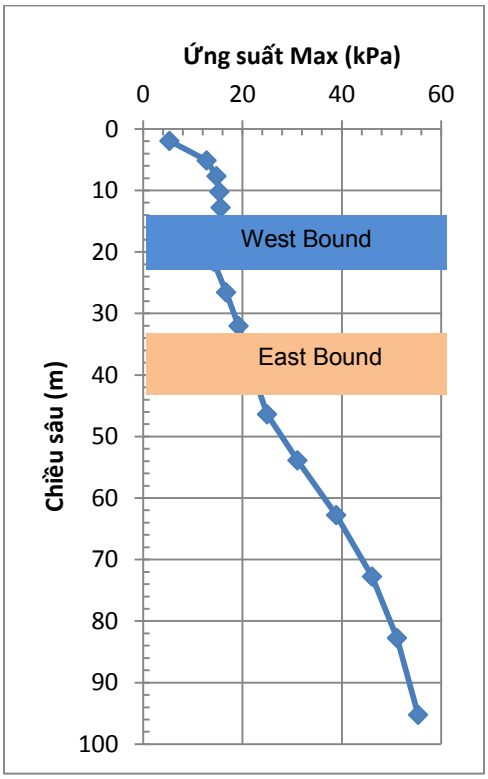


Hình 11-10 Gia tốc lớn nhất và ứng suất cắt lớn nhất theo chiều sâu (mặt cắt A - EBT)

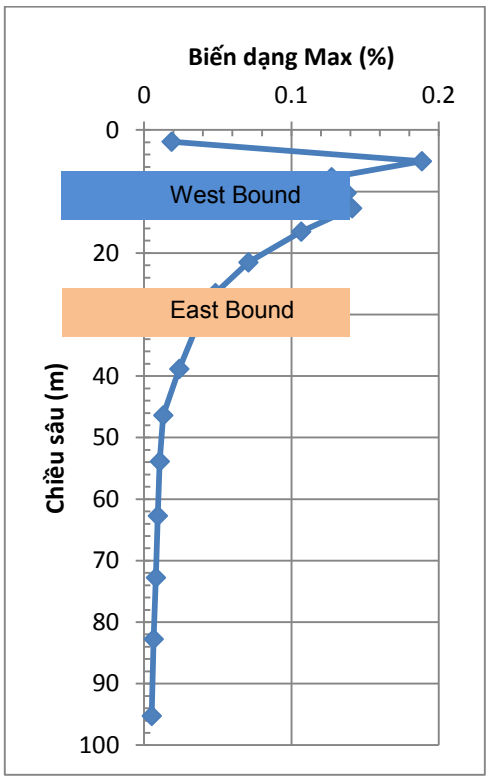


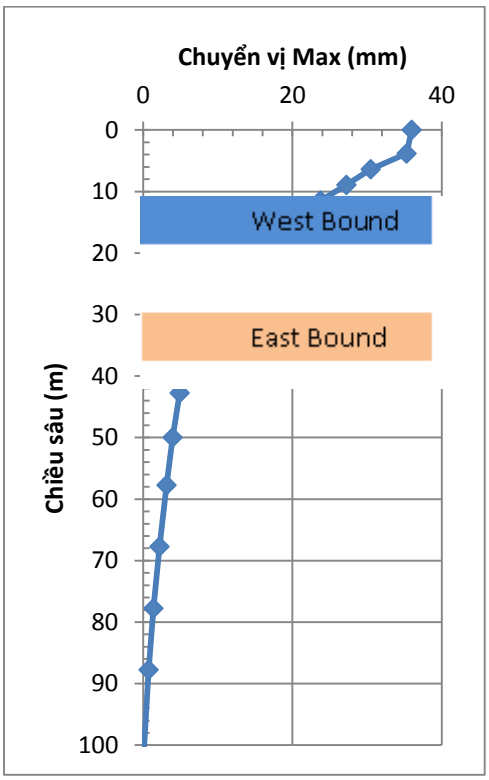
Hình 11-11 Biến dạng cắt lớn nhất và đồ thị chuyển vị đất lớn nhất (được tính bởi biến dạng cắt) theo chiều sâu (mặt cắt A - EBT)



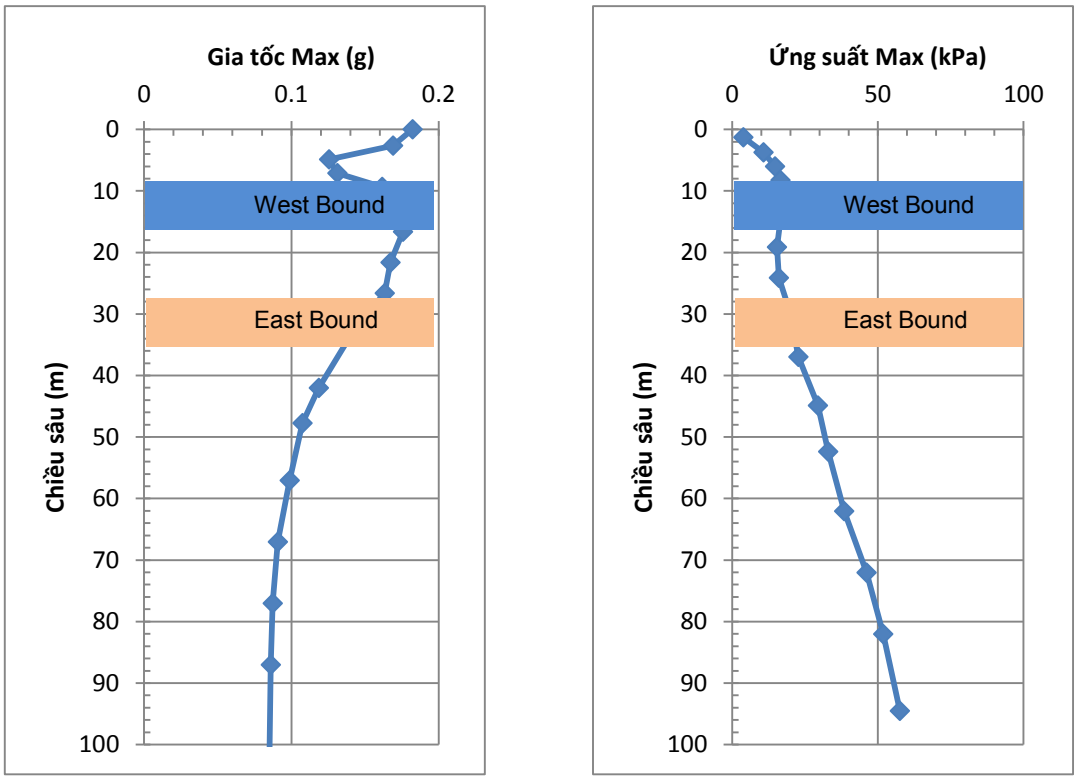


Hình 11-12 Gia tốc lớn nhất và ứng suất cắt lớn nhất theo chiều sâu (mặt cắt B)

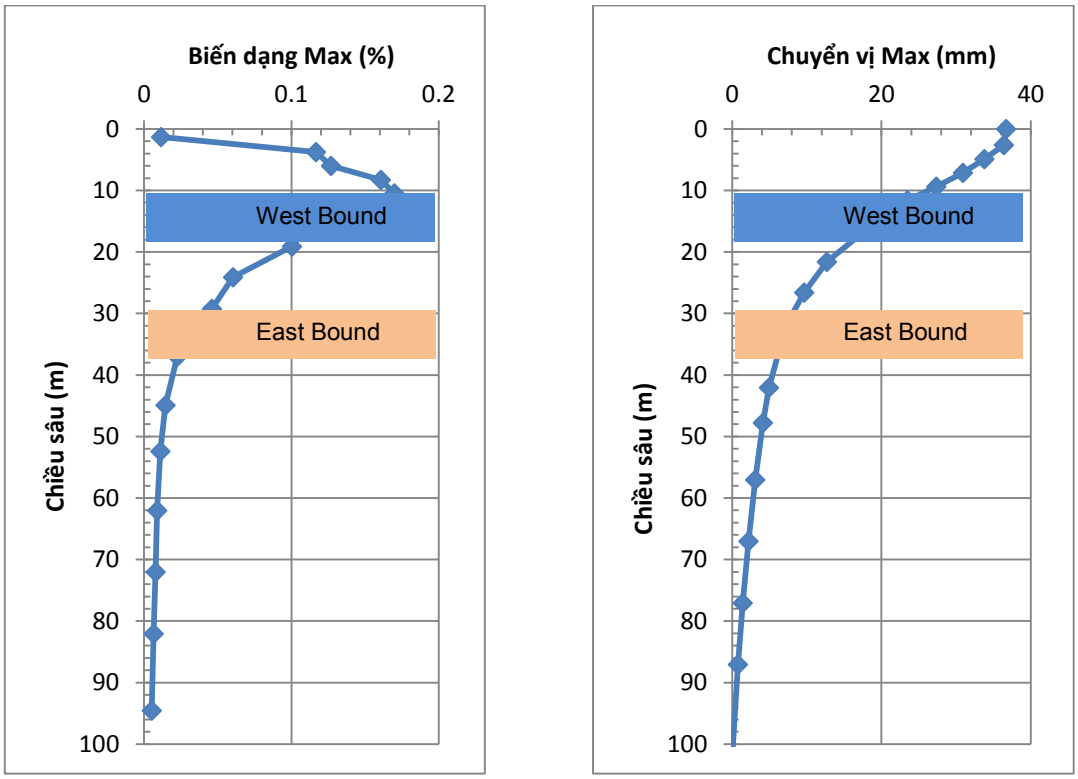




Hình 11-13 Biến dạng cắt lớn nhất và đồ thị chuyển vị đất lớn nhất (được tính bởi biến dạng cắt) theo chiều sâu (mặt cắt B)



Hình 11-14 Gia tốc lớn nhất và ứng suất cắt lớn nhất theo chiều sâu (mặt cắt C)



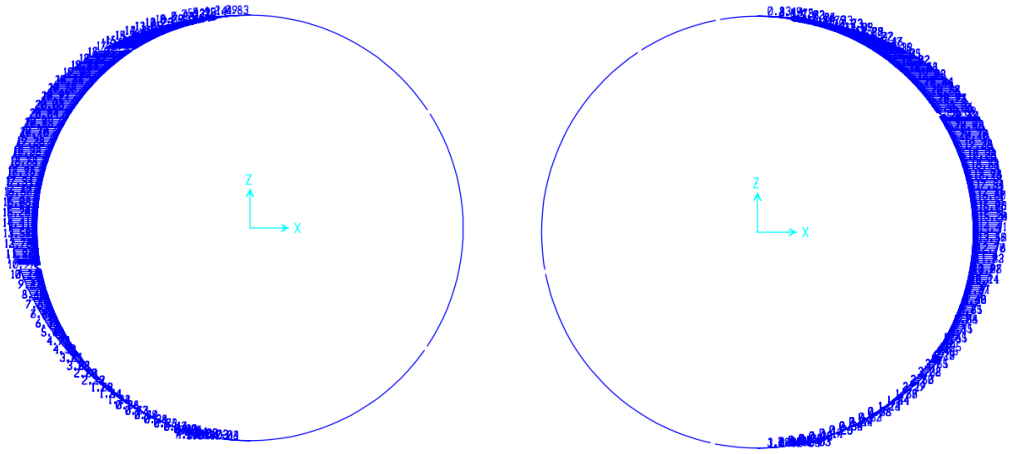
Hình 11-15 Biến dạng cắt lớn nhất và đồ thị chuyển vị đất lớn nhất (được tính bởi biến dạng cắt) theo chiều sâu (mặt cắt C)

Chuyển vị đất tính toán tại độ sâu khác nhau được giải với hai tải trọng động đất theo phương ngang, động đất bên trái và động đất bên phải.

Tải trọng bổ sung gây ra được thêm vào đường hầm và vào tổ hợp tải trọng trường hợp 8 và 9 cho những phân tích ULS như thể hiện trong mục 3.3. Tổ hợp tải trọng được phân tích trong mô hình kết cấu Dầm-Lò xo được mô tả trong mục 5.

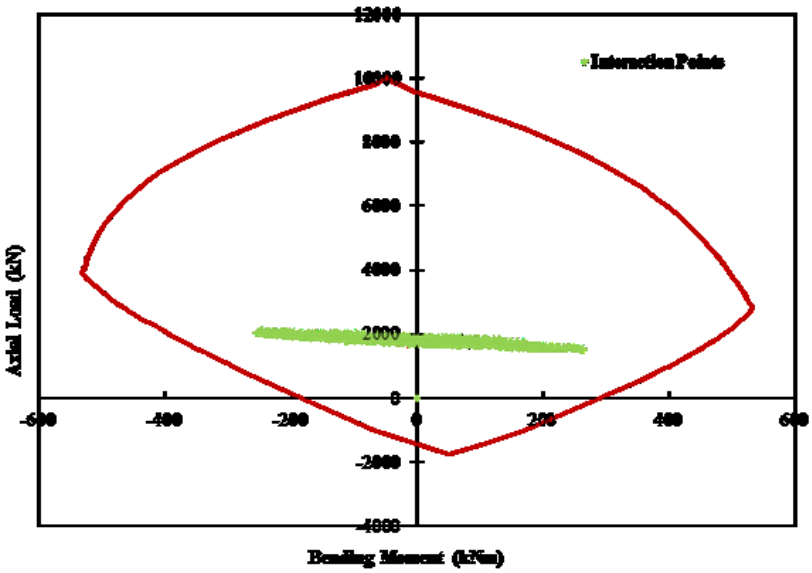
Kết quả phân tích kết cấu SAP2000 được phân tích. Các kiểm tra tương ứng được thể hiện trong **Phụ lục J** và được tổng hợp trong mục 6 của báo cáo.

Phân tích kết cấu sử dụng SAP2000 được tiến hành cho trường hợp động đất. Các trường hợp tải trọng tạm thời, như tải phun vữa không được xem xét trong đánh giá động đất.



Hình 11-7 Phân tích kết cấu động đất

Kiểm tra kết cấu các lực vỏ phát sinh được tiến hành dựa trên phân tích kết cấu bên trên.

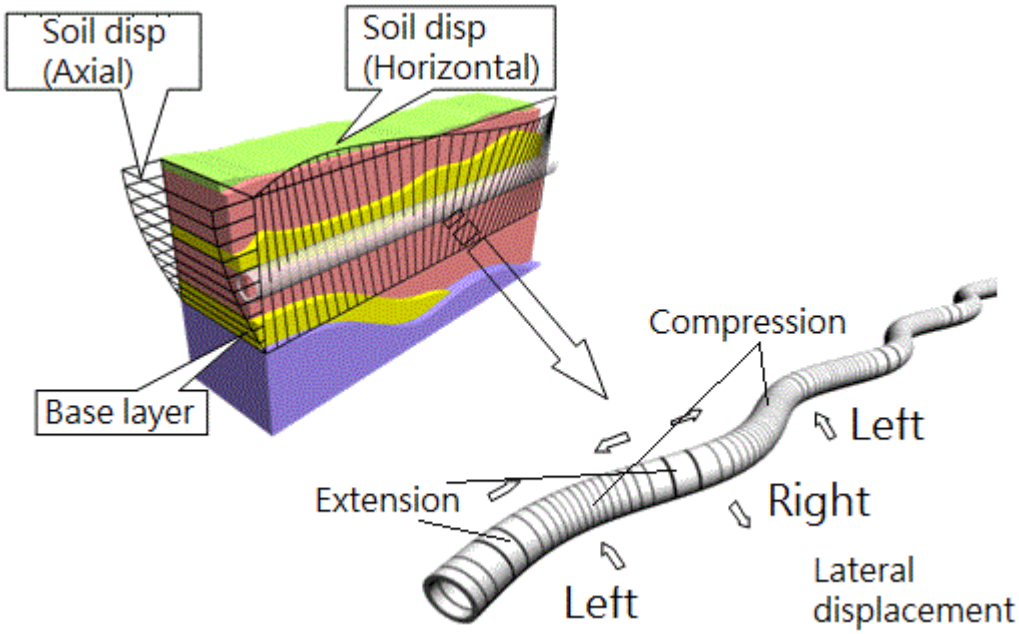


Hình 11-8 Sơ đồ tương tác N-M

Kiểm tra phân tích kết cấu SAP2000 được phân tích. Các kiểm tra tương ứng được thể hiện trong **Phụ lục J** và được tổng hợp trong mục 6 của báo cáo.

11.4 Phân tích động đất theo phương dọc

Phân tích động đất phương dọc được thực hiện cho đường hầm dựa trên động đất mức 1. Chuyển vị phương dọc và phương ngang của nền đất gây ra lực kéo trục và nén của đường hầm. Hình 11-20 bên dưới trình bày khái niệm phân tích động đất phương dọc đường hầm.



Hình 11-18 Phân tích động đất phương dọc đường hầm

Phân tích động đất phương dọc được tiến hành bằng cách tính toán nén phương trục, kéo phương trục và biến dạng phương trục của hầm gây ra bởi chuyển vị theo phương ngang và phương đứng sinh ra đối với hầm bởi nền đất. Các ứng suất và biến dạng này được kiểm tra so với các giá trị cho phép.

11.4.1 Phương pháp tính

Đầu tiên, chuyển vị phương ngang và phương đứng ($U_{h(z)}$ and U_z) bởi động đất được ước tính bằng công thức sau:

$$U_{h(z)} = \frac{2}{\pi^2} \times S_v \times T_s \times \cos(\frac{\pi Z}{2H})$$

$$U_v = \frac{1}{2} U_{h(z)}$$

Trong đó,

S_v = Tốc độ phổ (m/s)

T_s = chu kỳ nền (s)

Z = Độ sâu tới nửa hầm (m)

H = Chiều dày lớp đất mặt bên trên lớp nền

Từ các chuyển vị, các lực nén và kéo phương trục, moment và lực cắt gây ra bởi chuyển vị phương ngang và phương đứng được tính toán.

Lực nén phương trục gây ra bởi chuyển vị ngang, P^{ch}:

$$P^{c_h} = \alpha^{c_1} \times \frac{\pi\, U_{h(z)}}{L} \times (EA)^{C_{eq}}$$

Lực kéo phương trục gây ra bởi chuyển vị ngang, P^{Th}:

$$P^{T_h} = \alpha^{T_1} \times \frac{\pi\, U_{h(z)}}{L} \times (EA)^{T_{eq}}$$

Lực nén phương trục gây ra bởi chuyển vị đứng, P^{cv}:

$$P^{c_v} = \alpha^{c_1} \times \frac{\pi\, (U_{h(z)} + U_v)}{2L} \times (EA)^{C_{eq}}$$

Lực kéo phương trục gây ra bởi chuyển vị đứng, P^{Tv}:

$$P^{T_h} = \alpha^{T_1} \times \frac{\pi\, (U_{h(z)} + U_v)}{2L} \times (EA)^{T_{eq}}$$

Moment nén gây ra bởi chuyển vị ngang, M^{ch}:

$$M^{c_h} = \alpha^{c_2} \times \frac{4\pi^2\, U_{h(z)}}{L^2} \times (EI)^{C_{eq}}$$

Moment kéo gây ra bởi chuyển vị ngang, M^{Th}:

$$M^{T_h} = \alpha^{c_2} \times \frac{4\pi^2\, U_{h(z)}}{L^2} \times (EI)^{T_{eq}}$$

Moment nén gây ra bởi chuyển vị đứng, M^{cv}:

$$M^{c_v} = \alpha^{c_3} \times \frac{4\pi^2\, U_v}{L^2} \times (EI)^{C_{eq}}$$

Moment kéo gây ra bởi chuyển vị đứng, M^{Tv}:

$$M^{T_v} = \alpha^{T_3} \times \frac{4\pi^2\, U_v}{L^2} \times (EI)^{T_{eq}}$$

Lực cắt nén gây ra bởi chuyển vị ngang, Q^{ch}:

$$Q^{c_h} = \alpha^{c_2} \times \frac{8\pi^3\, U_{h(z)}}{L^3} \times (EI)^{C_{eq}}$$

Lực cắt kéo gây ra bởi chuyển vị ngang, Q^{ch}:

$$Q^{T_h} = \alpha^{T_2} \times \frac{8\pi^3\, U_{h(z)}}{L^3} \times (EI)^{T_{eq}}$$

Lực cắt nén gây ra bởi chuyển vị đứng, Q^{cv}:

$$Q^{c_v} = \alpha^{c_3} \times \frac{8\pi^3\, U_v}{L^3} \times (EI)^{C_{eq}}$$

Lực cắt kéo gây ra bởi chuyển vị đứng, Q^{Tv}:

$$Q^{T_v} = \alpha^{T_3} \times \frac{8\pi^3\, U_v}{L^3} \times (EI)^{T_{eq}}$$

Trong đó,

$(EA)^{Ceq}$ = độ cứng nén trục của vỏ bê tông
$(EA)^{Teq}$ = độ cứng kéo trục của mối nối
$(EI)^{Ceq}$ = độ cứng uốn của vỏ bê tông trong tình trạng nén
$(EI)^{Teq}$ = độ cứng uốn của mối nối trong tình trạng kéo
L = chiều dài sóng của sóng động đất trong vùng

α^{C1}, α^{T1}, α^{C2}, α^{T2}, α^{C3}, α^{T3} là các hệ số sử dụng cho tính toán các lực, moment và lực cắt dựa trên độ cứng kết cấu hầm:

$$\alpha^{c_1} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{C_1} L_i})^2}$$

$$\alpha^{T_1} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{T_1} L_i})^2}$$

$$\alpha^{c_2} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{C_2} L})^4}$$

$$\alpha^{T_2} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{T_2} L})^4}$$

$$\alpha^{c_3} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{C_3} L})^4}$$

$$\alpha^{T_3} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{T_3} L})^4}$$

Trong đó,

$$L_i = \sqrt{2}\, L$$

$$\lambda^{C_1} = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)^{C_{eq}}}}$$

$$\lambda^{T_1} = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)^{T_{eq}}}}$$

$$\lambda^{C_2} = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{(EI)^{C_{eq}}}}$$

$$\lambda^{T_2} = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{(EI)^{T_{eq}}}}$$

$$\lambda^{C_3} = \sqrt[4]{\frac{K_{g3}}{(EI)^{C_{eq}}}}$$

$$\lambda^{T_3} = \sqrt[4]{\frac{K_{g3}}{(EI)^{T_{eq}}}}$$

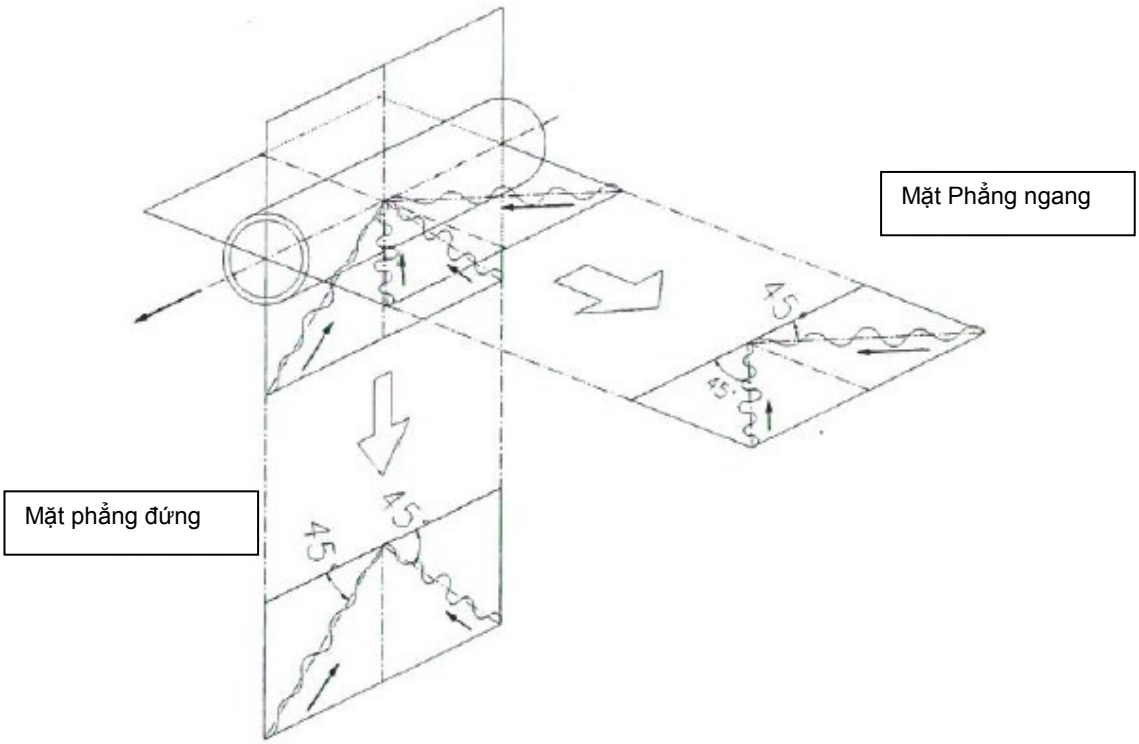
và

$$K_{g1} = C_1\, G_s$$
$$K_{g2} = C_2\, G_s$$
$$K_{g3} = C_3\, G_s$$

C_1, C_2, C_3 là các hằng số theo Tiêu chuẩn thiết kế Nhật Bản “Hướng dẫn thiết kế cho các đường ống chung” của Hiệp hội đường bộ Nhật Bản (JRA 1986).

G_s là mô đun cắt trung bình của đất.

Sau khi có được lực dọc, lực cắt và moment gây ra bởi các chuyển vị động đất, các lực kết hợp bởi tác động phương ngang và phương đứng, và quay đối với hướng mặt phẳng của mặt cắt được ước tính:



Hình 11-19 Tổ hợp các lực bởi các tác động phương ngang và phương đứng

Lực nén sinh ra do kết hợp chuyển vị phương ngang và phương đứng, $P^{C0'}$

$$P^{C0'} = \frac{1}{\sqrt{2}} P^{C0}$$

$$P^{C0} = \sqrt{2{P^{C_h}}^2 + 2{P^{C_v}}^2}$$

Lực kéo sinh ra do kết hợp chuyển vị phương ngang và phương đứng, $P^{T0'}$

$$P^{T0'} = \frac{1}{\sqrt{2}} P^{T0}$$

$$P^{T0} = \sqrt{2{P^{T_h}}^2 + 2{P^{T_v}}^2}$$

Moment do chuyển vị phương ngang và phương đứng sau khi quay theo hướng mặt phẳng mặt cắt, $M^{Ch'}$, $M^{Th'}$, $M^{Cv'}$, $M^{Tv'}$,

$$\mathrm{M^{C_h}}' = \frac{1}{\sqrt{2}} \mathrm{M^{C_h}}$$

$$\mathrm{M^{T_h}}' = \frac{1}{\sqrt{2}} \mathrm{M^{T_h}}$$

$$\mathrm{M^{C_v}}' = \frac{1}{\sqrt{2}} \mathrm{M^{C_v}}$$

$$\mathrm{M^{T_v}}' = \frac{1}{\sqrt{2}} \mathrm{M^{T_v}}$$

Lực nén và kéo phương trục kết hợp lớn nhất, P^{Cmax} and P^{Tmax} được ước tính:

$$P^{C_{max}} = \xi^c \, P^{C0'}$$
$$P^{T_{max}} = \xi^T \, P^{T0'}$$

Trong đó ξ^c, ξ^T là hệ số điều chỉnh cho các biên đường hầm

$$\xi^c = 1 + \frac{\cos\left(2\pi \frac{\eta}{L_i}\right)}{\cosh\left(\lambda^{C_1}\left(\frac{L_i}{2} - \eta\right)\right)}$$

$$\xi^T = \frac{(EA)^{T_{eq}}}{(EA)^{C_{eq}}} \times \frac{\alpha^{T_1}}{\alpha^{C_1}} \times \left(1 - \frac{\cos\left(2\pi \frac{\eta}{L_i}\right)}{\cosh(\lambda^{T_1}\eta)}\right)$$

Và chiều dài rung động đường hầm η là trong phạm vi 0 < η < L_i/4 và có thể được tính như sau:

$$\frac{2\pi}{\lambda^{T_1} L_i} \times \alpha^{T_1} \times \tanh(\lambda^{T_1}\eta) + \frac{2\pi}{\lambda^{C_1} L_i} \times \alpha^{C_1} \times \tanh\left(\lambda^{C_1}\left(\frac{L_i}{2} - \eta\right)\right) - \left(\alpha^{T_1} - \alpha^{C_1}\right) \times \tan\left(2\pi \frac{\eta}{L_i}\right) = 0$$

và moment uốn nén lớn nhất M^{Cmax} là giá trị lớn nhất trong số $M^{Ch'}$ và $M^{Cv'}$

Moment uốn kéo lớn nhất M^{Tmax} là giá trị lớn nhất trong số $M^{Th'}$ và $M^{Tv'}$

Do đó ứng suất nén lớn nhất bởi tác dụng tổng hợp của lực trục và uốn có thể được tính:

$$\sigma^{C_P'} = \frac{P^{C_{max}}}{A_s} + \frac{M^{C_{max}}}{I_s} y_{zs}$$

Trong đó,
y_{zs} = điểm xa nhất từ trục trung hòa (m)
A_s = diện tích mặt cắt ngang hầm (m^2)
I_s = moment quán tính của mặt cắt hầm (m^4)
Với ứng suất kéo lớn nhất do tác dụng tổng hợp của lực dọc và uốn:

$$\sigma_j = \sigma_{j1} + \sigma_{j2}$$

Trong đó,

$$\sigma_{j1} = \frac{P^{T_{max}}}{A_j}$$
$$\sigma_{j2} = \frac{f_j}{A_{jr}}$$

A_j = Tổng diện tích các mối nối = A_{jr} x n_{jr}
A_{jr} = diện tích một mối nối (m^2)
n_{jr} = số mối nối

$$f_j = \frac{M^{T_{max}} B}{E_c I_s} \times \frac{\pi \sin\phi}{\cos^3\phi} \times R_c(1 + \sin\phi)k_j$$

B = chiều dài đoạn cong của lớp vỏ hầm độc lập (m)
E_c = mô đun đàn hồi của bê tông (kPa)
R_c = bán kính trung bình của đường hầm đường kính trong và ngoài (m)
kj = độ cứng của một mối nối (kN/m)
Kj = tổng độ cứng các mối nối (kN/m)
ϕ = Góc giữa trục đường hầm và trục trung hòa, được tính bởi:

$$\phi + \cot\phi = \pi\left(\frac{1}{2} + \frac{K_j}{E_c A_s / B}\right)$$

Từ đó, ứng suất kéo và nén lớn nhất do tác dụng tổng hợp của lực trục và uốn được kiểm tra so với các giá trị cho phép:

Ứng suất	**Giá trị cho phép**
σ_{sc} (bê tông)	48 MPa
σ_j (bu lông)	660 MPa

Biến dạng kéo lớn nhất của mối nối cũng được kiểm tra:

$$P = \sigma_j A_{jr}$$

$$\delta = \frac{P}{k_j}$$

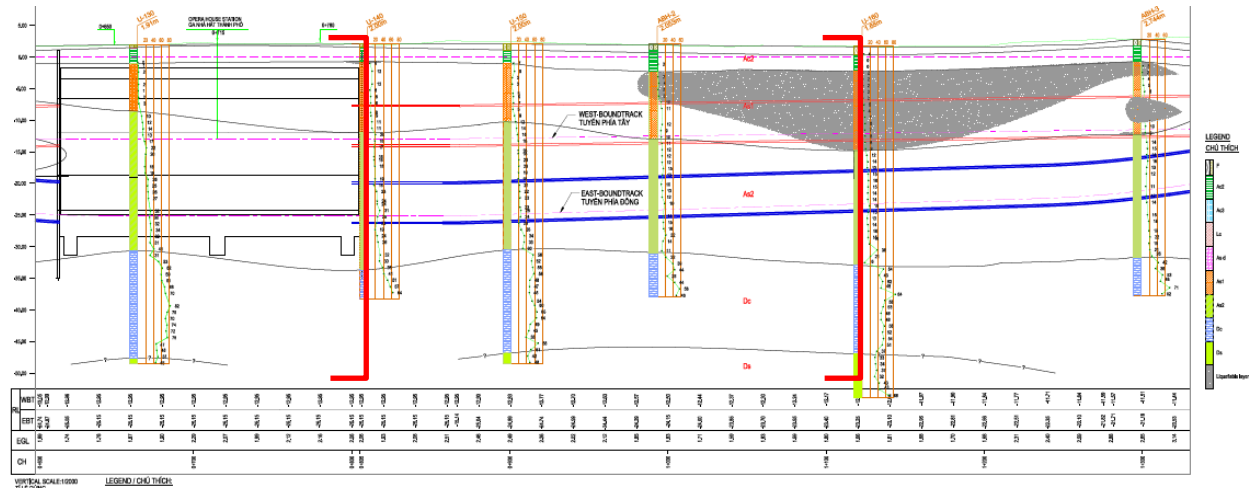
$$\varepsilon = \frac{\sigma_j}{E_j}$$

Biến dạng kéo lớn nhất được kiểm tra trong phạm vi 12% (khi 12% là Biến dạng kéo lớn nhất cho bu lông cấp 8.8). Các kết quả tìm thấy tại Bảng 11-9 ~ 11-11. Mối nối nối bởi thiết kế động đất phương dọc có thể tìm thấy trong Bảng 11-12 ~ 11-14.

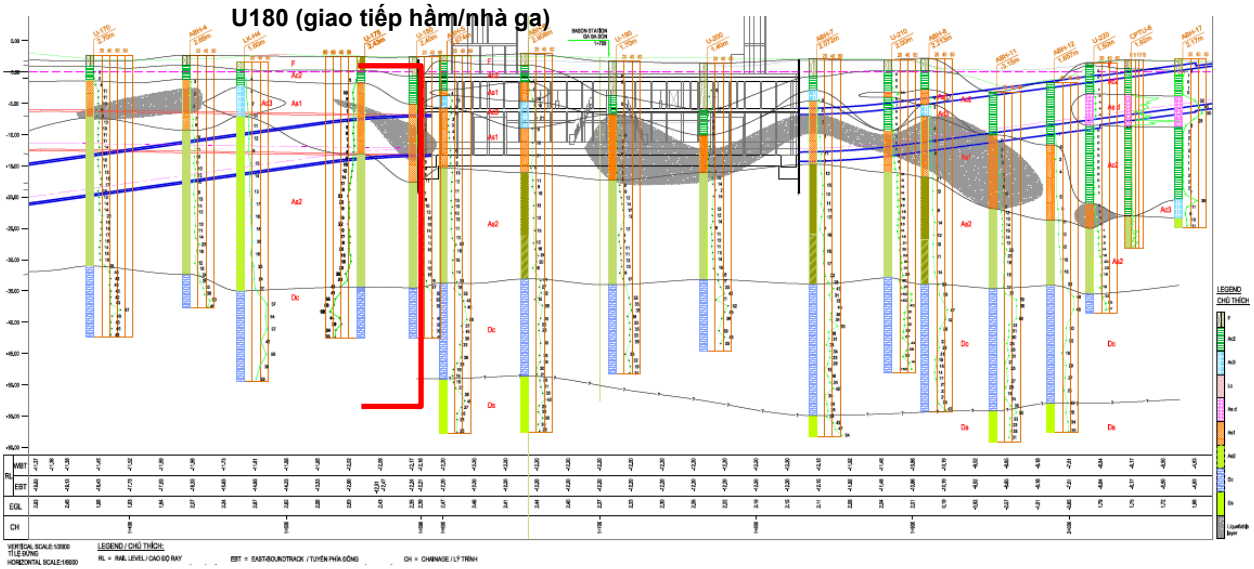
Các mặt cắt cho phân tích và các đặc tính của đất cho phân tích động đất phương dọc

Ba mặt cắt được lựa chọn cho phân tích động đất phương dọc, đó là tại hố khoan U160 (mặt cắt tại phần kéo dài lớn nhất của hóa lỏng), U140 và U180 (mặt cắt tại giao tiếp đường hầm/nhà ga). Các vị trí mặt cắt được thể hiện trong Hình 11-20. Khi xác định khu vực dễ bị hóa lỏng, phép nội suy giữa lỗ khoan bởi giá trị SPT và phân bổ kích thước phải được xem xét.

U140 (giao tiếp hầm/nhà ga) **U160 (mặt cắt hóa lỏng)**



U180 (giao tiếp hầm/nhà ga)



Hình 11-20 Các mặt cắt lựa chọn cho phân tích

Mặt cắt địa chất và các đặc tính đất cho phân tích động đất được thể hiện trong Bảng 11-6 tới Bảng 11-8:

Bảng 11-6 Các đặc tính đất cho phân tích động đất cho hố khoan U-160 (mặt cắt hóa lỏng)

Lớp	Đất	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)	Giữa (m depth)	Dày (m)	V_s (m/s)	Đất mặt Hi (m)	Tsi = 4Hi/Vsi (s)	Chiều dày đất nền (m)	TsB = 4Hi/Vsi (s)
1	Sét	1,7	-2,5	2,1	4,2	137,7	4,2	0,122		
2	As1	-2,5	-5,6	5,8	3,1	120	3,125	0,104		
3	As1	-5,6	-8,8	8,9	3,1	120	3,125	0,104		
4	As1	-8,8	-11,9	12	3,1	120	3,125	0,104		
5	As1	-11,9	-15	15,1	3,1	120	3,125	0,104		
6	As2	-15	-20	19,2	5	120	5	0,167		
7	As2	-20	-25	24,2	5	145,2	5	0,138		
8	As2	-25	-30	29,2	5	175,2	5	0,114		
9	As2	-30	-33	33,2	3	199,2	3	0,06		
10	Dc	-33	-40	38,2	7	225	7	0,124		
11	Dc	-40	-47	45,2	7	315	7	0,089		
12	Ds	-47	-55	52,7	8	393,2			8	0,081
13	Ds	-55	-65	61,7	10	467,9			10	0,085
14	Ds	-65	-75	71,7	10	550,9			10	0,073
15	Ds	-75	-85	81,7	10	634			10	0,063
16	Ds	-85	-100	94,2	15	737,7			15	0,081
17	Đá	-100				800				
							48,7	**1,231**	**53**	**0,384**
							H (m)	Ts (s)	HB (m)	Ts (s)
							Vs, avg (m/s)	**158,3**	VBS, avg (m/s)	**552,2**

Bảng 11-7 Các đặc tính đất cho phân tích động đất cho hố khoan U-140 (giao tiếp hầm/nhà ga)

Lớp	Đất	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)	Giữa (m depth)	Dày (m)	V_s (m/s)	Đất mặt Hi (m)	Tsi = 4Hi/Vsi (s)	Chiều dày đất nền (m)	TsB = 4Hi/Vsi (s)
1	Sét	1,7	-0,5	1,1	2,2	150,7	2,2	0,058		
2	As1	-0,5	-3,4	3,6	2,9	120	2,875	0,096		
3	As1	-3,4	-6,3	6,5	2,9	120	2,875	0,096		
4	As1	-6,3	-9,1	9,4	2,9	120	2,875	0,096		
5	As1	-9,1	-12	12,3	2,9	120	2,875	0,096		
6	As2	-12	-17	16,2	5	120	5	0,167		
7	As2	-17	-22	21,2	5	127,2	5	0,157		
8	As2	-22	-27	26,2	5	157,2	5	0,127		
9	As2	-27	-33,8	32,1	6,8	192,6	6,8	0,141		
10	Dc	-33,8	-40	38,6	6,2	222,3	6,2	0,112		
11	Dc	-40	-47	45,2	7	312,3	7	0,09		
12	Ds	-47	-55	52,7	8	393,2			8	0,081
13	Ds	-55	-65	61,7	10	467,9			10	0,085
14	Ds	-65	-75	71,7	10	550,9			10	0,073
15	Ds	-75	-85	81,7	10	634			10	0,063
16	Ds	-85	-100	94,2	15	737,7			15	0,081
17	Đá	-100				800				
							48,7	**1,235**	**53**	**0,384**
							H (m)	Ts (s)	HB (m)	Ts (s)
							Vs, avg (m/s)	**157,7**	VBS, avg (m/s)	**552,2**

Bảng 11-8 Các đặc tính đất cho phân tích động đất cho hố khoan U-180 (giao tiếp hầm/nhà ga)

Lớp	Đất	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)	Giữa (m depth)	Dày (m)	V_s (m/s)	Đất mặt Hi (m)	Tsi = 4Hi/Vsi (s)	Chiều dày đất nền (m)	TsB = 4Hi/Vsi (s)
1	Sét	1,7	-5,1	3,4	6,8	120,8	6,8	0,225		
2	As1	-5,1	-8,2	8,4	3,1	120	3,125	0,104		
3	As1	-8,2	-11,4	11,5	3,1	120	3,125	0,104		
4	As1	-11,4	-14,5	14,6	3,1	120	3,125	0,104		
5	As1	-14,5	-17,6	17,7	3,1	120	3,125	0,104		
6	As2	-17,6	-22,6	21,8	5	130,8	5	0,153		
7	As2	-22,6	-27,6	26,8	5	160,8	5	0,124		
8	As2	-27,6	-32,6	31,8	5	190,8	5	0,105		
9	As2	-32,6	-34,4	35,2	1,8	211,05	1,75	0,033		
10	Dc	-34,4	-40	38,9	5,7	214,5	5,65	0,105		
11	Dc	-40	-49,1	46,3	9,1	304,5	9,1	0,12		
12	Ds	-49,1	-55	53,8	5,9	385,5			5,9	0,061
13	Ds	-55	-65	61,7	10	454,2			10	0,088
14	Ds	-65	-75	71,7	10	540,7			10	0,074
15	Ds	-75	-85	81,7	10	627,1			10	0,064
16	Ds	-85	-100	94,2	15	735,2			15	0,082
17	Đá	-100				800				
							50,8	**1,282**	**50,9**	**0,369**
							H (m)	Ts (s)	HB (m)	Ts (s)
							Vs, avg (m/s)	**158,5**	VBS, avg (m/s)	**552,3**

11.4.2 Kết quả phân tích động đất phương dọc và kết luận

Các tính toán được cung cấp trong **Phụ lục S.3**. Các kết quả thể hiện rằng ứng suất kéo và nén lớn nhất và biến dạng mối nối trong phạm vi giá trị cho phép và được kiểm tra là thỏa mãn các yêu cầu thiết kế. Bảng tổng hợp các phân tích được thể hiện bên dưới trong Bảng 11-9 đến Bảng 11-11:

Bảng 11-9 Tổng hợp kiểm tra động đất phương dọc tại hố khoan U-160 (mặt cắt hóa lỏng)

Mặt cắt hầm	$\sigma_{Cp'}$ (MPa)	Yêu cầu (MPa)	Kiểm tra	σ_j (MPa)	Yêu cầu (MPa)	Kiểm tra	ε	Yêu cầu	Kiểm tra
U160 – phía Đông	6,756	30,77	OK	11,816	628,6	OK	0,006%	12,0%	OK
U160 – phía Tây	8,459	30,77	OK	14,793	628,6	OK	0,007%	12,0%	OK

Bảng 11-10 Tổng hợp kiểm tra động đất phương dọc tại hố khoan U-140 (giao tiếp hầm/nhà ga)

Mặt cắt hầm	$\sigma_{Cp'}$ (MPa)	Yêu cầu (MPa)	Kiểm tra	σ_j (MPa)	Yêu cầu (MPa)	Kiểm tra	ε	Yêu cầu	Kiểm tra
U140 - phía Đông	6,355	30,77	OK	10,996	628,6	OK	0,005%	12,0%	OK
U140 - phía Tây	8,376	30,77	OK	14,494	628,6	OK	0,007%	12,0%	OK

Bảng 11-11 Tổng hợp kiểm tra động đất phương dọc tại hố khoan U-180 (giao tiếp hầm/nhà ga)

Mặt cắt hầm	$\sigma_{Cp'}$ (MPa)	Yêu cầu (MPa)	Kiểm tra	σ_j (MPa)	Yêu cầu (MPa)	Kiểm tra	ε	Yêu cầu	Kiểm tra
U140 – phía Đông và phía Tây	8,010	30,77	OK	13,126	628,6	OK	0,006%	12,0%	OK

Kết quả thể hiện rằng ứng suất nén của vỏ bê tông sinh ra bởi tác dụng động đất lớn nhất là 8,5 MPa, nó nhỏ hơn nhiều cường độ chịu nén của bê tông of 30,77 MPa (cường độ chịu nén 48 MPa chia cho hệ số vật liệu 1,2 và hệ số nén 1,3). Ứng suất kéo trục tại các mối nối của vỏ là 14,8 MPa, nó cũng nhỏ hơn nhiều ứng suất cho phép 628 MPa (cường độ chảy kéo 660 MPa chia cho hệ số vật liệu 1,05). Biến dạng trục của mối nối là 0,007% cũng nhỏ hơn nhiều giá trị cho phép 12%. Bởi vậy, kiểm tra động đất phương dọc thể hiện rằng ứng suất kéo và nén trong phương dọc của đường hầm sẽ không vượt quá khả năng chịu lực của vỏ hầm và mối nối.

Với sự giãn dài mối nối, độ mở khe cũng được kiểm tra là trong phạm vi yêu cầu 2.9mm giới hạn cho kín nước. Việc tính toán giới hạn 2.9mm có thể được tham khảo từ mục 10.3 - Thiết kế kín nước trong trườngh ọp dài hạn. Các kết quả chỉ ra được tổng hợp trong **Error! Not a valid bookmark self-reference.** đến Bảng 11-14.

Bảng 11-12 Giãn mối nối của kiểm tra động đất phương dọc tại U-160 (mặt cắt hóa lỏng)

Mặt cắt hầm	Giãn mối nối, δ(mm)	Yêu cầu (mm)	Kiểm tra
U160 – phía Đông	0,052	2.9	OK
U160 – phía Tây	0,065	2.9	OK

Bảng 11-13 Giãn mối nối của kiểm tra động đất phương dọc tại U-140 (giao tiếp hầm/nhà ga)

Mặt cắt hầm	Giãn mối nối, δ(mm)	Yêu cầu (mm)	Kiểm tra
U140 - phía Đông	0,048	2.9	OK
U140 - phía Tây	0,064	2.9	OK

Bảng 11-14 Giãn mối nối của kiểm tra động đất phương dọc tại U-180 (giao tiếp hầm/nhà ga)

Mặt cắt hầm	Giãn mối nối, δ(mm)	Yêu cầu (mm)	Kiểm tra
U140 – phía Đông và phía Tây	0,058	2.9	OK

Các kết quả tính toán thể hiện rằng giãn mối nối là 0,06mm, nhỏ hơn yêu cầu 2.9mm và độ kín nước của mối nối tấm ở điều kiện động đất là đảm bảo.

12.THAM KHẢO

Dinh Ho Tong Minh, Le Van Trung, Thuy Le Toan. *Bản đồ hiện tượng lún nền ở TPHCM qua kỹ thuật đo tia giao thoa sử dụng dữ liệu ALOS PALSAR.* Remote Sensing, 2015, 8543-8562.

EPRI. *Hướng dẫn xác định chuyển động nền cơ sở thiết kế – Quyển 2: Phụ lục cho ước tính chuyển động nền.* Viện nghiên cứu điện lực, 1993.

Hazama Corp. *Báo cáo đốt hầm KL.* Tokyo: Nhà xuất bản Hazama, 2000.

JRA. *Sổ tay thiết kế cho các đường ống thông thường.* Hiệp hội đường bộ Nhật Bản, 1986.

JRTRI. *Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu đường sắt và khuyến nghị -hầm khiên đào (DSRSC-ST).* Tokyo: Viện nghiên cứu kỹ thuật đường sắt Nhật Bản, 2002.

JSCE . *Các thông số kỹ thuật cho kết cấu bê tông (Thiết kế).* Tokyo: Hội kỹ sư xây dựng Nhật Bản, 2007.

Koizumi Atsushi, Liu,. "Thiết kế tấm vỏ hầm khiên đào." Dịch bởi LinXing Guang. Bắc Kinh: Nhà xuất bản kiến trúc và xây dựng Trung Quốc, 2011.

Ltd., Hitachi. " Phản hồi: Yêu cầu thông tin tỷ lệ thoát nhiệt hỏa hoạn thiết kế Rolling Stock." ngày 02/12/2015.

Chương trình, Trung tâm kiểm soát lũ lụt đô thị. *TPHCM ngập và quản lý ngập lụt, Báo cáo cuối cùng.* Quyển. II. n.d.

Shinichiro OhgakiI; Yatsuka Kataoka; Satoshi Takizawa; Tetsuo Kuyama. *Quản lý mực nước ngầm bền vững ở các thành phố châu Á. Chương 3 Quản lý nguồn nước ở TPHCM.* Kanagawa: Dự án quản lý nguồn nước ngọt. Viện chiến lược môi trường toàn cầu (IGES), 2007.

SMJO. "Báo cáo diễn giải địa kỹ thuật." Dự án xây dựng đường sắt đô thị TPHCM Bến Thành - Suối Tiên (Tuyến 1) Gói hợp đồng-1b: Xây dựng, 18/8/2015.

SMJO. "Đánh giá lún nền do công tác khoan hầm : Báo cáo số DOC/1B/T/BTN/ GEO/DR/3100/-." tháng 4/2015.

SMJO. "Khổ xây dựng & Giải pháp tuyến: Báo cáo số DOC/1B/T/GNL/DES/DR/ 0300/-." tháng 7/2015.

Vucetic, M. and Dobry, R. *Ảnh hưởng của tính dẻo của đất trên phản ứng chu kỳ.* Quyển. 117, Số. 1. Tạp chí kỹ thuật địa chất (ASCE), 1991.

Zhang, F. Y., and H. H Zhu. *Phương pháp khoan hầm.* Bắc Kinh: Nhà xuất bản truyền thông, 2004.

Appendix A
Tunnel Alignment and Segment Detail Drawings

Technical Drawings

TABLE 1 - LIST OF DRAWING

NO.	DRAWING NO.	DRAWING TITLE		SCALE (A3)	REV.
1	CP1b-CTS-TD-TBMS-00001	BORED TUNNELS	DRAWING LIST		C
		BORED TUNNEL	PERMANENT WORKS		
2	CP1b-CTS-TD-TBMS-00010	BORED TUNNEL	GENERAL NOTES		C
3	CP1b-CTS-TD-TBMS-00011	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - GENERAL ARRANGEMENT PLAN		B
4	CP1b-CTS-TD-TBMS-00023	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - STRAIGHT RING - GENERAL ARRANGEMENT		C
5	CP1b-CTS-TD-TBMS-00024	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - STRAIGHT RING - GENERAL ARRANGEMENT OF SEGMENT S1		C
6	CP1b-CTS-TD-TBMS-00025	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - STRAIGHT RING - GENERAL ARRANGEMENT OF SEGMENT S2		C
7	CP1b-CTS-TD-TBMS-00026	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - STRAIGHT RING - GENERAL ARRANGEMENT OF SEGMENT S3		C
8	CP1b-CTS-TD-TBMS-00027	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - STRAIGHT RING - GENERAL ARRANGEMENT OF SEGMENT S4		C
9	CP1b-CTS-TD-TBMS-00028	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - STRAIGHT RING - GENERAL ARRANGEMENT OF SEGMENT S5		C
10	CP1b-CTS-TD-TBMS-00029	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - STRAIGHT RING - GENERAL ARRANGEMENT OF SEGMENT K6		C
11	CP1b-CTS-TD-TBMS-00030	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - RIGHT HAND TAPER - GENERAL ARRANGEMENT		C
12	CP1b-CTS-TD-TBMS-00037	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - LEFT HAND TAPER - GENERAL ARRANGEMENT		C
13	CP1b-CTS-TD-TBMS-00044	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - GENERAL ARRANGEMENT OF JOINT (SHEET 1 OF 2)		C
14	CP1b-CTS-TD-TBMS-00045	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - GENERAL ARRANGEMENT OF JOINT (SHEET 2 OF 2)		C
15	CP1b-CTS-TD-TBMS-00050	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - STRAIGHT RING - REINFORCEMENT DETAILS OF SEGMENT S1		C
16	CP1b-CTS-TD-TBMS-00051	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - STRAIGHT RING - REINFORCEMENT DETAILS OF SEGMENT S2		C
17	CP1b-CTS-TD-TBMS-00052	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - STRAIGHT RING - REINFORCEMENT DETAILS OF SEGMENT S3		C
18	CP1b-CTS-TD-TBMS-00053	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - STRAIGHT RING - REINFORCEMENT DETAILS OF SEGMENT S4		C
19	CP1b-CTS-TD-TBMS-00054	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - STRAIGHT RING - REINFORCEMENT DETAILS OF SEGMENT S5		C
20	CP1b-CTS-TD-TBMS-00055	BORED TUNNEL	SEGMENTAL LINING - STRAIGHT RING - REINFORCEMENT DETAILS OF SEGMENT K6		D

C

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
31 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

SCALE / TỶ LỆ: A3: S=1/1
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 31 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

TITLE TÊN BẢN VẼ: BORED TUNNEL DRAWING LIST

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00001
REV./BẢN: C

P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00001C.dwg 2016-07-06 18:06 CHENL

GENERAL

1. THE GENERAL NOTES ON THIS DRAWING APPLY TO BORED TUNNEL ONLY.
2. NO DIMENSION ARE TO BE OBTAINED BY SCALING FROM OTHER DRAWINGS.
3. ALL DIMENSION ARE IN MILIMETERS UNLESS OTHERWISE STATED.
4. ALL ANGELS IN DEGREES (0°-360°)
5. CONTRACTOR SHALL FIELD MEASURE AND VERIFY OF ALL GRID LINES, REFERENCE LINES, EXISTING STRUCTURE AND FEATURES RELEVANT TO THE CONSTRUCTION PRIOR TO COMMENCING CONSTRUCTION.
6. ALL DESCREPANCIES SHALL BE CLARIFIED WITH THE ENGINEER BEFORE BEGINNING WORKS.
7. THE FOLLOWING OUTLINE DESIGN STANDARDS TO BE FOLLOWED IN THE DESIGN
   a. STANDARD SPECIFICATIONS FOR TUNNELING 2006-SHIELD TUNNEL, JSCE

CONCRETE

1. STRUCTURAL CONCRETE - UNLESS NOTED OTHERWISE, FOLLOWING CONCRETE GRADES SHALL BE USED.

MATERIAL	ELEMENTS	GRADE
CONCRETE	SEGMENTAL TUNNEL LINING	48
	IN-SITU LINING	30
	FIRST STAGE CONCRETE	25

2. MAXIMUM AGGREGATE SIZE SHALL BE 20mm.
3. FOR MEMBERS EXPOSED TO EARTH AND/OR WATER, THE CRACK WIDTH ON BOTH EXTERNAL/INTERNAL FACES SHALL NOT EXCEED 0.2mm.
4. APPLICATION OF REINFORCEMENT IN THE PRECAST REINFORCED CONCRETE SEGMENTAL LINING SHALL BE REFERRED TO THE DRAWING NO AS PER TABLE 1.0.
5. THE DESIGN PARAMETER FOR THE SEGMENTAL TUNNEL LINING ARE AS FOLLOWED:

INTERNAL DIAMETER	6050mm
LINING THICKNESS	300mm
SEGMENT ARRANGMENT	PRECAST SEGMENTAL LINING (5+1 KEY SEGMENT)
CHARACTERISTIC STRENGTH, MIN. GRADE	f_{cy}= 48 N/mm^2(CYLINDRICAL STRENGTH)
MODULUS OF ELASTICITY (SHORT-TERM)	E_{cs}= 39000 N/mm^2
MODULUS OF ELASTICITY (LONG-TERM)	E_{sc}= 19500 N/mm^2
POISSON RATIO	v = 0.17

REINFORCEMENT

1. CHARACTERISTIC OF STEEL REINFORCEMENT SHALL BE AS SHOWN IN THE TABLE BELOW.

HIGH YIELD DEFORMED STEEL	
CHARACTERISTIC STRENGTH	f_y= 390 N/mm^2
MODULUS OF ELASTICITY	E_S = 210000 N/mm^2
MINIMUM COVER	C = 40 mm *(EXCEPT ONLY AT BOLT HOLES WHERE, PROVIDED A PLASTIC STRENGTH IS CAST IN, A REDUCE COVER OF 25mm IS ACCEPTABLE)

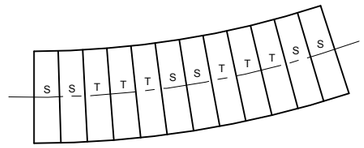
2. THE FIRE RATING FOR TUNNEL ELEMENT SHALL BE AT 1.5 HOURS RATING.
3. REINFORCEMENT IN PRECAST BORED TUNNEL SEGMENTAL LINING SHALL BE WELDED IN ACCORDANCE WITH CODE OF PRACTICE FOR STRUCTURAL USE OF CONCRETE. THE WELDING PROCEDURE OF THE REINFORCEMENT SHALL BE SUBMITTED TO THE ENGINEER FOR APPROVAL PRIOR TO THE COMMENCEMENT OF THE WELDING WORKS.
4. RADII AND BENDS IN REINFORCEMENT TO BE ACCORDANCE WITH CODE OF PRACTICE FOR STRUCTURAL USE OF CONCRETE.
5. ALL LAP LENGTHS AND ANCHORAGE VALUES TO BE ACCORDANCE WITH CODE OF PRACTICE FOR STRUCTURAL USE OF CONCRETE.
6. REINFORCEMENT NOTATION
   a. 8D16 - 300, WHERE
      8 (NO. OF BARS) D (TYPE OF STEEL) 16 (BAR SIZE) - 300 (SPACING)
7. CHARACTERISTIC OF STEEL BOLTS SHALL BE AS SHOWN IN THE TABLE BELOW:

RADIAL & CIRCUMFERENTIAL BOLTS	GRADE 8.8, M27

8. BOLTS AND WASHERS ARE TO BE TREATED BY DACROTIZED COATING.

SEGMENTAL TUNNEL LINING

1. JACKING LOAD ON THE CIRCUMFERENTIAL AREA OF THE PRECAST SEGMENTAL LINING, FROM THE TBM, SHALL BE CONSIDERED IN THE DESIGN OF THE TUNNEL SEGMENT LINING. THE MAXIMUM ECCENTRICITY OF JACKING LOAD SHALL BE 10mm.
2. THE FIXING SHALL NOT IMPAIR THE DURABILITY OF THE LINING & THE JOINT BOX SHALL HAVE SUFFICIENT DURABILITY TO CORROSION.
3. SEGMENT SHALL NOT BE DEMOLDED UNTIL CONCRETE STRENGTH HAS ACHIEVE NOT LESS THAN 15 N/mm .
4. THE SEGMENTS SHALL NOT BE TRANSPORTED TO SITE OR BUILT INTO WORKS UNTIL THEY HAVE ACHIEVED 28 DAY COMPRESSIVE CHARACTERISTIC STRENGTH.
5. HANDLING AND STACKING
   a. SEGMENT SHALL HAVE THE STRENGTH REQUIRED TO AVOID BEING DAMAGED OR OVERSTRESSED. SPACER SHALL BE USED BETWEEN SEGMENT BUT THE SPACERS SHALL NOT BE CAST INTO THE SEGMENT AND SHALL BE EASILY DETACHABLE.
   b. SEGMENTS SHALL BE TRANSPORTED FACE UP WITH TIMBER SPACERS. WHEN STORED ON SITE, SEGMENTS SHALL BE STACKED ON EDGE, ON A PREPARED LEVEL BASE WITH TIMBER PACKING AS NECESSARY. SEGMENTS SHALL BE MARKED TO PERMIT EASY IDENTIFICATION OF THE DIFFERENT TYPES.
6. TEST ON REINFORCED CONCRETE SEGMENTS
   a. COMPRESSIVE STRENGTH TEST.
   b. INSPECTIONS OF REINFORCEMENT ASSEMBLY
   c. CONCRETE CASTING
   d. EXTERNAL FINISHES AND MEASUREMENT ON THE SEGMENT DIMENSION.
7. TAPER
   a. 38mm TAPER (DIFFERENCE BETWEEN OUTER AND INNER EDGE ARC LENGTH) SHALL BE PROVIDED.
   b. THE TAPER SHALL BE ARRANGED AS SHOWN BELOW TO OVERCOME MAXIMUM TURNING RADIUS OF 350m:



TAPER LINING ARRANGEMENT
S: STRAIGHT RING
T: TAPER RING

SEALING MATERIAL

1. THE FOLLOWING DIMENSIONS SHALL BE PROVIDED FOR THE SEALING STRIP:

2. WHEN THE JOINTS FULLY CONTACT EACH OTHER (GAP = 0 mm), COMPRESSION RATIO SHALL BE LIMITED TO 40%.
3. 5 mm OFF-SET BETWEEN SEALING STRIPS IS TAKEN INTO CONSIDERATION.
4. VOLUME OF SEALING STRIP WILL BE MAGNIFIED TO 300% AFTER SWELLING.

C

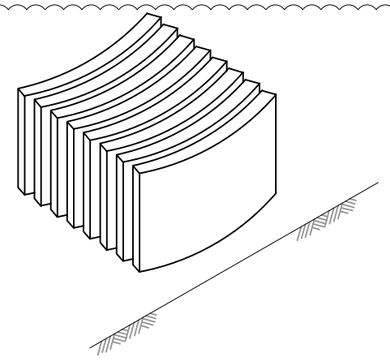
GROUT

1. ALL GROUTING MATERAL SHALL CONFROM TO THE OUTLINE DESIGN SPECIFICATION (ODS) AND OUTLINE CONSTRUCTION SPECIFICATIONS (OCS) IN THE CONTRACT DOCUMENTS.

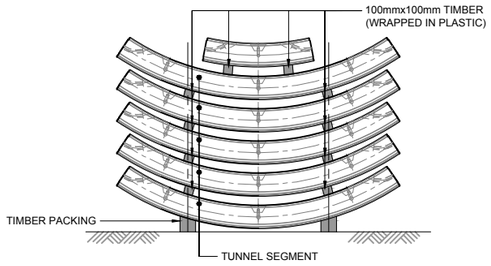
SOCKET OF GROUT

1. SOCKET SHALL BE DESIGNED TO WITHSTAND MIN. ULTIMATE PULL OUT LOAD OF 109kN. C
2. IN CASE, ALTERNATIVE MATERIAL IS PROPOSED FOR THE SOCKET, THE CONTRACTOR SHALL SUBMIT A MATERIAL PROPOSAL TO THE ENGINEER FOR APPROVAL.

C



METHOD OF STACKING STOCK YARD



METHOD OF STACKING ON SITE

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
29 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

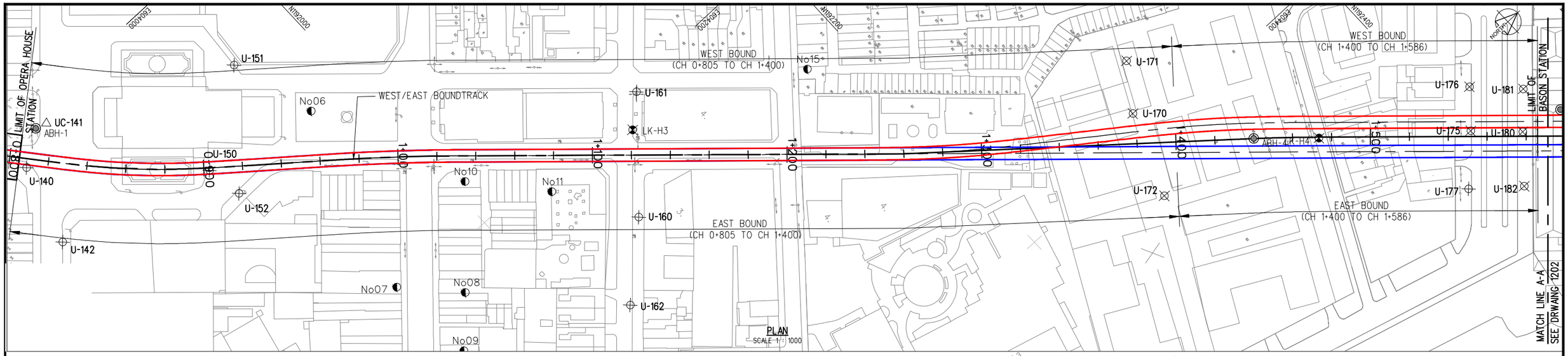
SCALE / TỶ LỆ: N.T.S
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 29 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

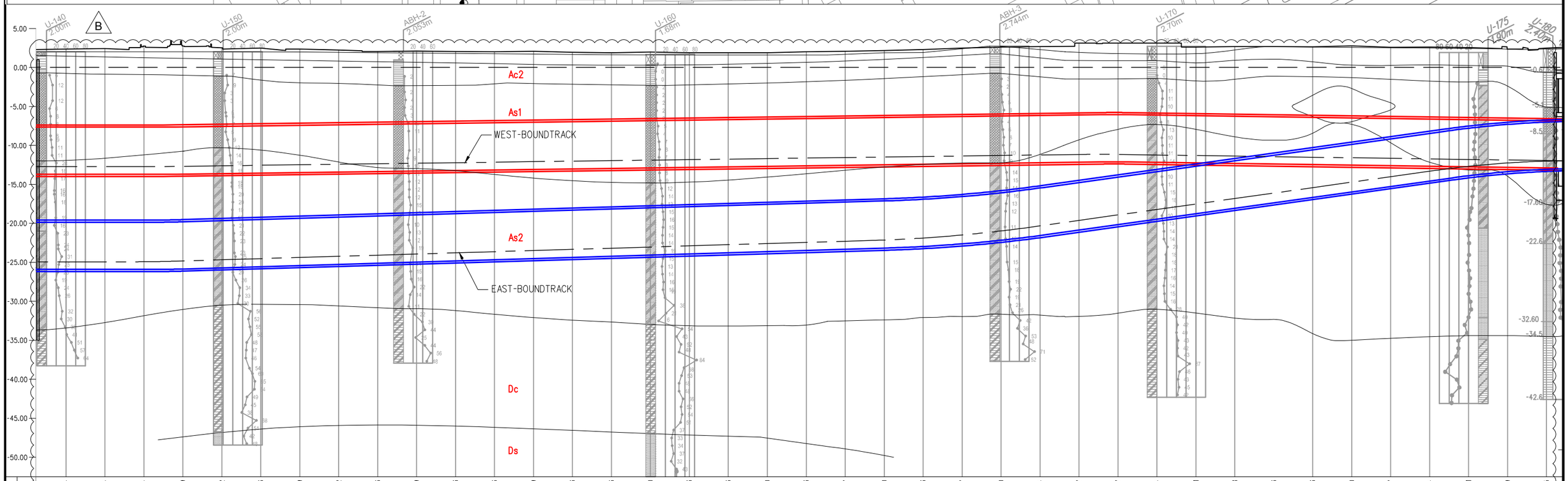
PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

TITLE TÊN BẢN VẼ: BORED TUNNEL GENERAL NOTES

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00010
REV./BẢN: C

P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00010C.dwg 2016-07-06 18:07 CHENL





VERTICAL SCALE:1/1000
HORIZONTAL SCALE:1/4000

LEGEND:

RL = RAIL LEVEL
WBT = WEST-BOUNDTRACK
EBT = EAST-BOUNDTRACK
EGL = EXISTING GROUND LEVEL
CH = CHAINAGE

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
31 AUG 2015	B	SECOND SUBMISSION	
31 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

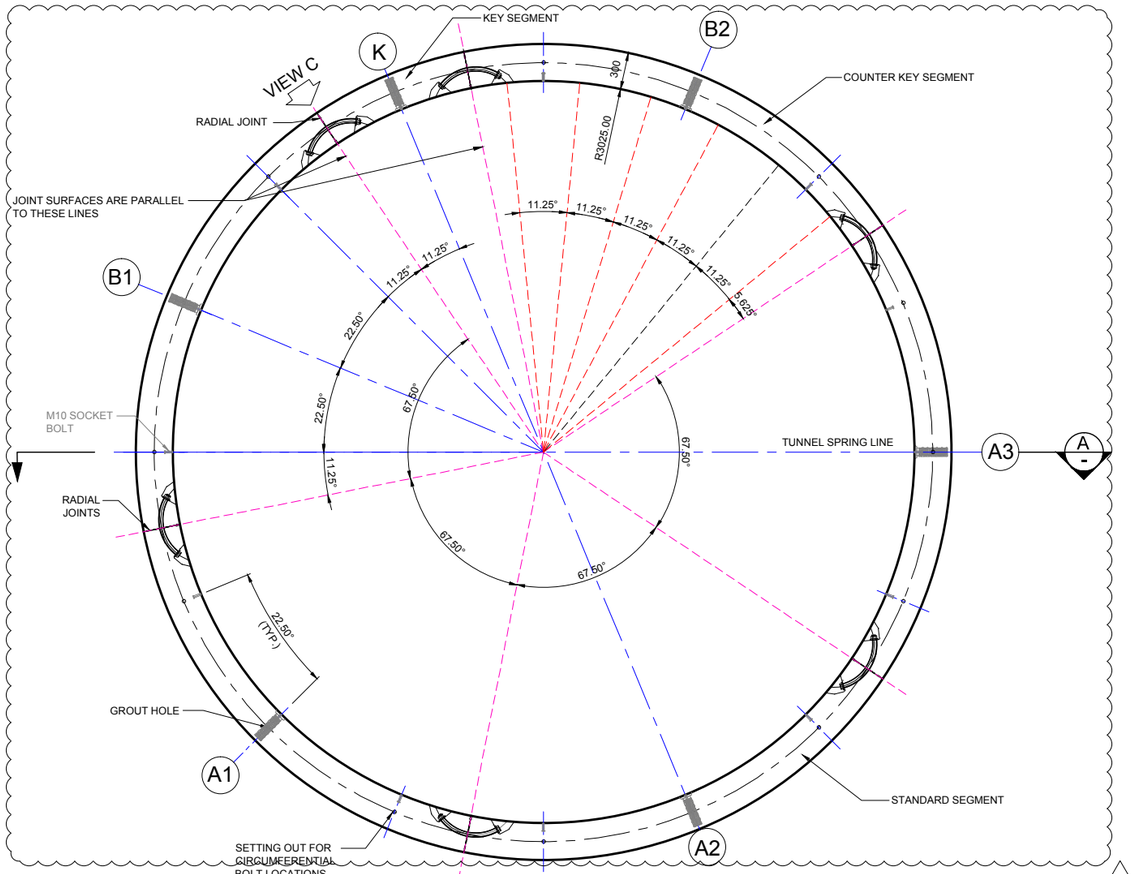
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 31 / 12 / 2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

TITLE TÊN BẢN VẼ: BORED TUNNEL SEGMENTAL LINING GENERAL ARRANGEMENT PLAN

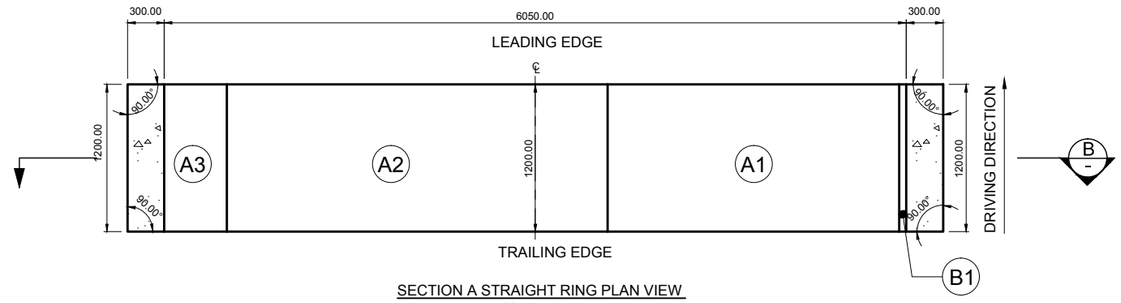
DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00011
REV./BẢN: C

P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00011C.dwg 2016-07-06 18:07 CHENL



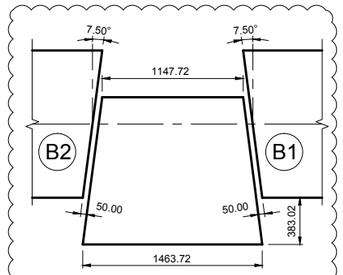
SECTION B - TYPICAL SECTION

SCALE 1:25 (A1)
SCALE 1:50 (A3)



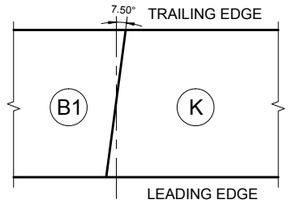
SECTION A STRAIGHT RING PLAN VIEW

SCALE 1:25 (A1)
SCALE 1:50 (A3)



SETBACK DISTANCE FOR INSTALLATION OF KEY SEGMENT

SCALE 1:25 (A1)
SCALE 1:50 (A3)

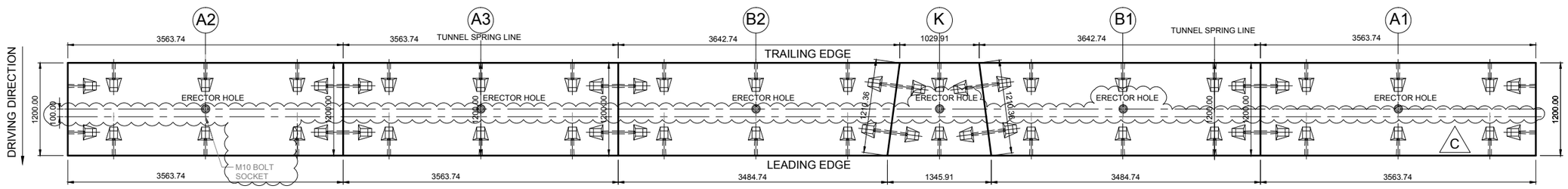


VIEW C (INDICATIVE ONLY)

(SIMILAR TO JOINT BETWEEN SEGMENT B2 AND K)
SCALE 1:25 (A1)
SCALE 1:50 (A3)

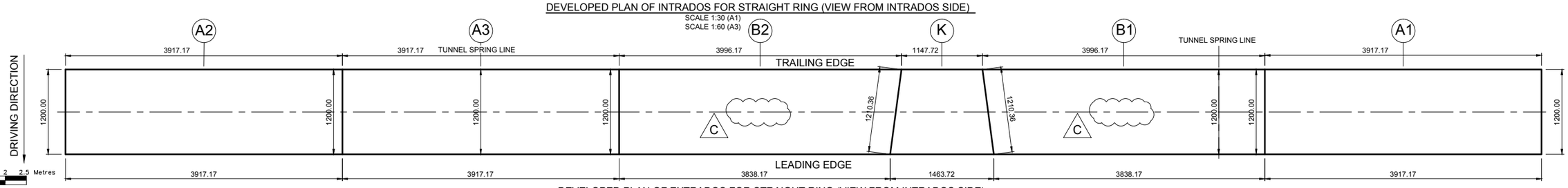
NOTES:

1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS UNLESS NOTED OTHERWISE.
2. ALL VIEWS ARE DEVELOPED VIEW INSTEAD OF PROJECTED VIEW.
3. MINIMUM CONCRETE CYLINDER GRADE TO BE 48MPa AT 28 DAYS.
4. ALL BOLTS SHALL BE GRADE 8.8 UNLESS OTHERWISE STATED.
5. MINIMUM COVERS TO ALL REINFORCEMENT BARS SHALL BE 40mm EXCEPT AT BOLT HOLE LOCATIONS WHERE NOMINAL COVER IS TO BE 25mm.
6. ALL DIMENSIONS OF RADIAL JOINTS ARE FROM JOINT CENTER TO JOINT CENTER.



DEVELOPED PLAN OF INTRADOS FOR STRAIGHT RING (VIEW FROM INTRADOS SIDE)

SCALE 1:30 (A1)
SCALE 1:60 (A3)



DEVELOPED PLAN OF EXTRADOS FOR STRAIGHT RING (VIEW FROM INTRADOS SIDE)

SCALE 1:30 (A1)
SCALE 1:60 (A3)

0 0.5 1 1.5 2 2.5 Metres
Scale 1:50

0 0.6 1.2 1.8 2.4 3.0 Metres
Scale 1:60

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
29 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

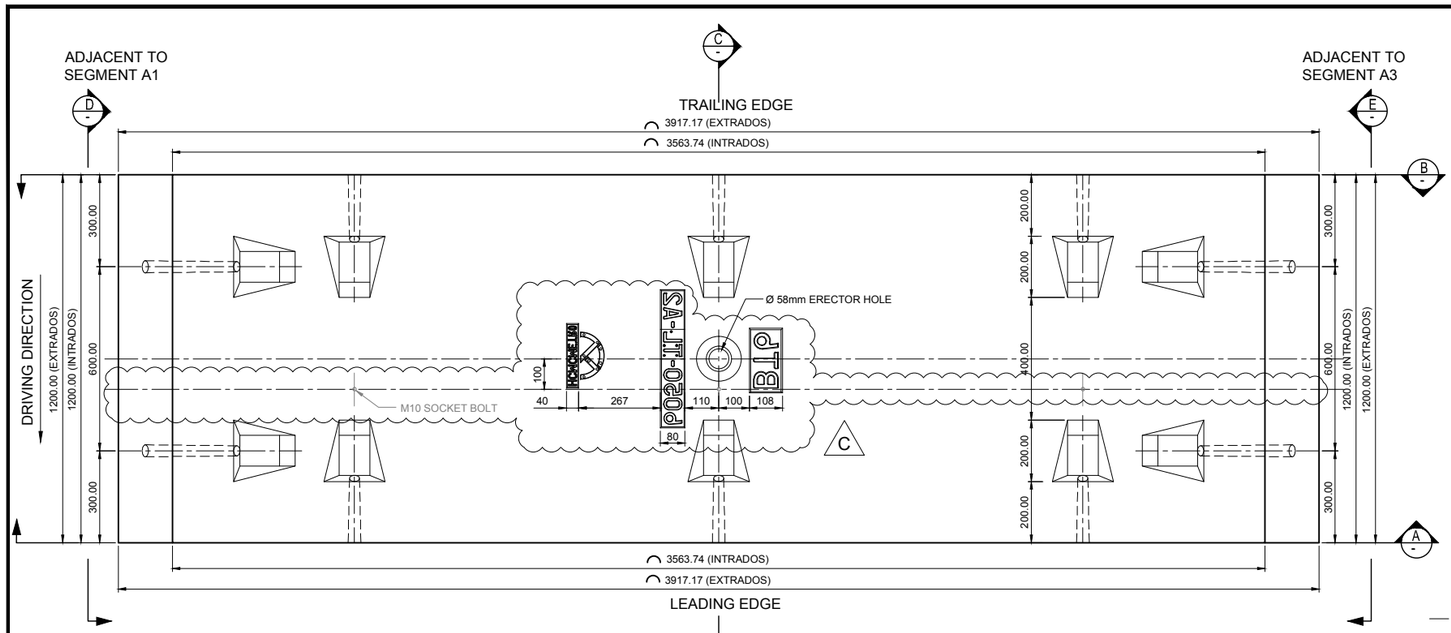
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 29 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

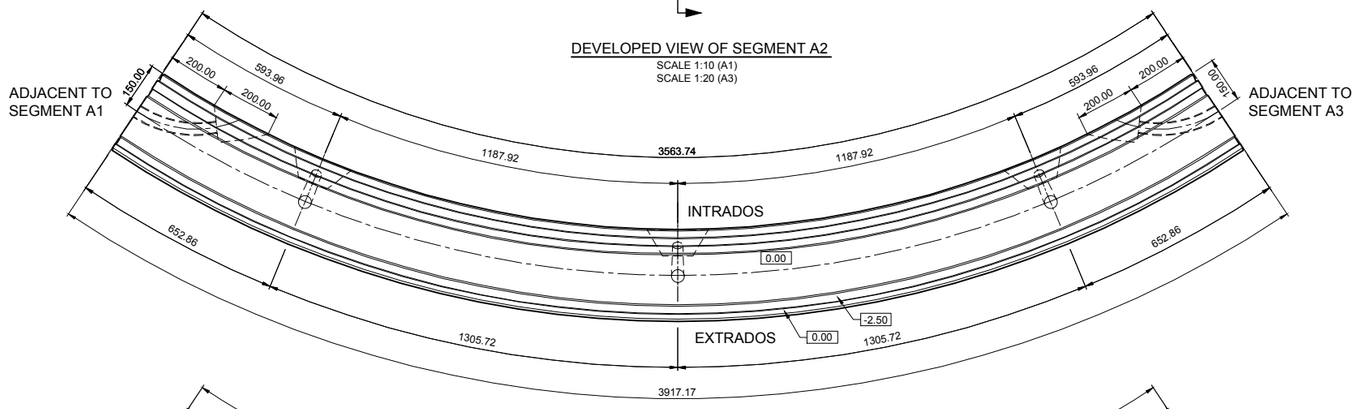
TITLE TÊN BẢN VẼ:
BORED TUNNEL
SEGMENTAL LINING
STRAIGHT RING
GENERAL ARRANGEMENT

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00023
REV./BẢN: C

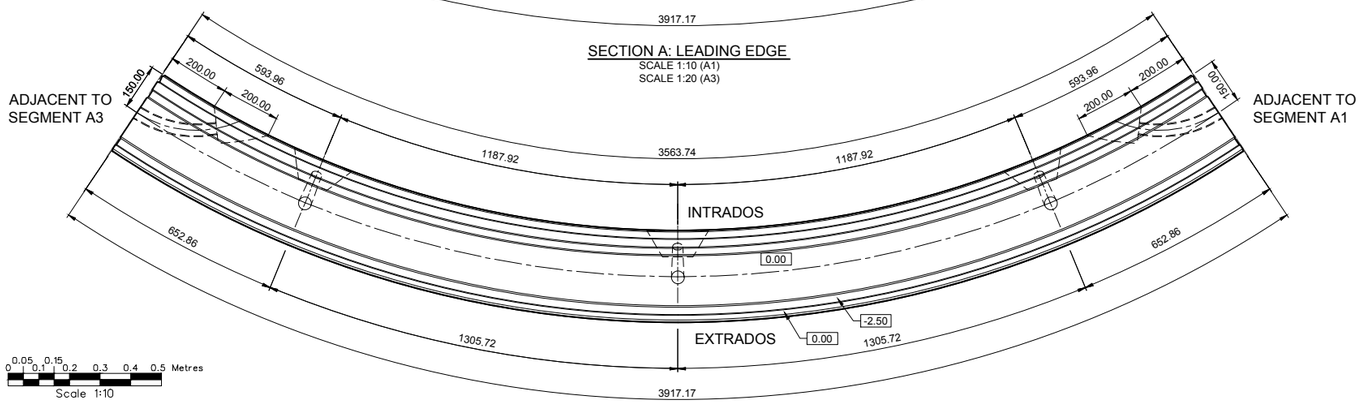
P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00023C.dwg 2016-07-06 18:08 CHENL



DEVELOPED VIEW OF SEGMENT A2
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION A: LEADING EDGE
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



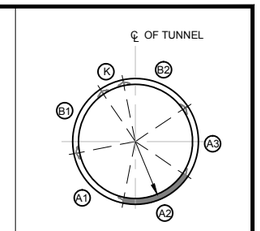
SECTION B: TRAILING EDGE
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)

0 0.05 0.1 0.15 0.2 0.3 0.4 0.5 Metres
Scale 1:10

0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 1.0 Metres
Scale 1:20

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS UNLESS NOTED OTHERWISE.
2. ALL VIEWS ARE DEVELOPED VIEW INSTEAD OF PROJECTED VIEW.
3. MINIMUM CONCRETE CYLINDER GRADE TO BE 48MPa AT 28 DAYS.
4. ALL BOLTS SHALL BE GRADE 8.8 UNLESS OTHERWISE STATED.
5. MINIMUM COVERS TO ALL REINFORCEMENT BARS SHALL BE 40mm EXCEPT AT BOLT HOLE LOCATIONS WHERE NOMINAL COVER IS TO BE 25mm.
6. BOLTS AND WASHERS ARE TO BE TREATED BY DACROTIZED COATING.
7. ALL DIMENSIONS OF RADIAL JOINTS ARE FROM JOINT CENTER TO JOINT CENTER.
8. GENERAL ARRANGEMENT OF JOINT REFER TO DRAWING CP1b-CTS-TD-TBMS-00044 AND 00045.

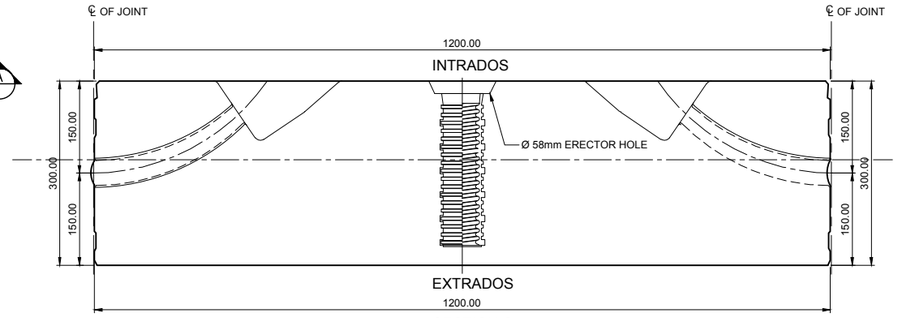


KEY PLAN

NOTES FOR MARKINGS:

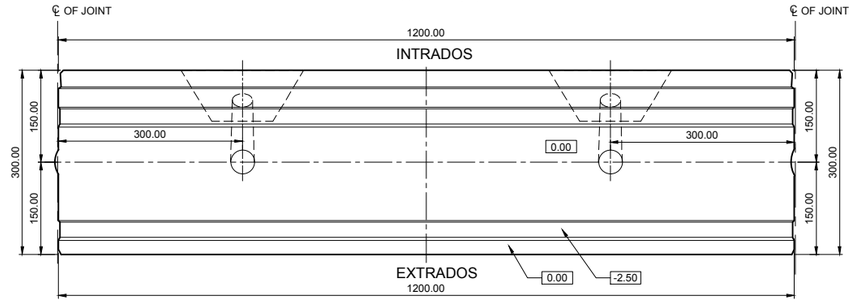
1. THE CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWING FOR THE SEGMENT MOULDS TO PROVIDE THE FULL DETAILS OF SEGMENT MARKINGS FOR NJPT AGREEMENT.
2. THE DEFINITION OF SEGMENT MARKINGS IS DESIGNED AS FOLLOW

6050-TR-A2
INNER DIAMETER — PIECE TYPE — SEGMENT TYPE (RING TYPE)



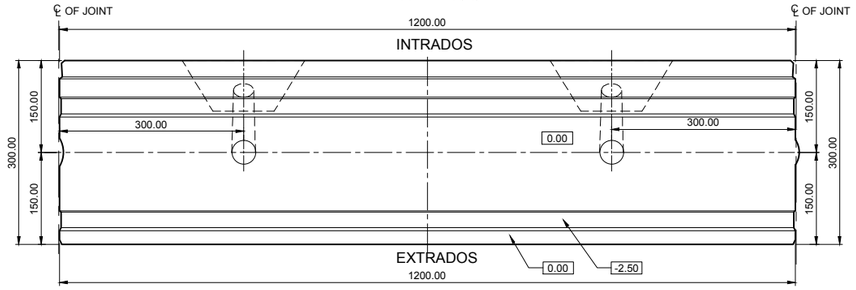
SECTION C
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

DRIVING DIRECTION



SECTION D
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

DRIVING DIRECTION



DRIVING DIRECTION

SECTION E
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
29 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

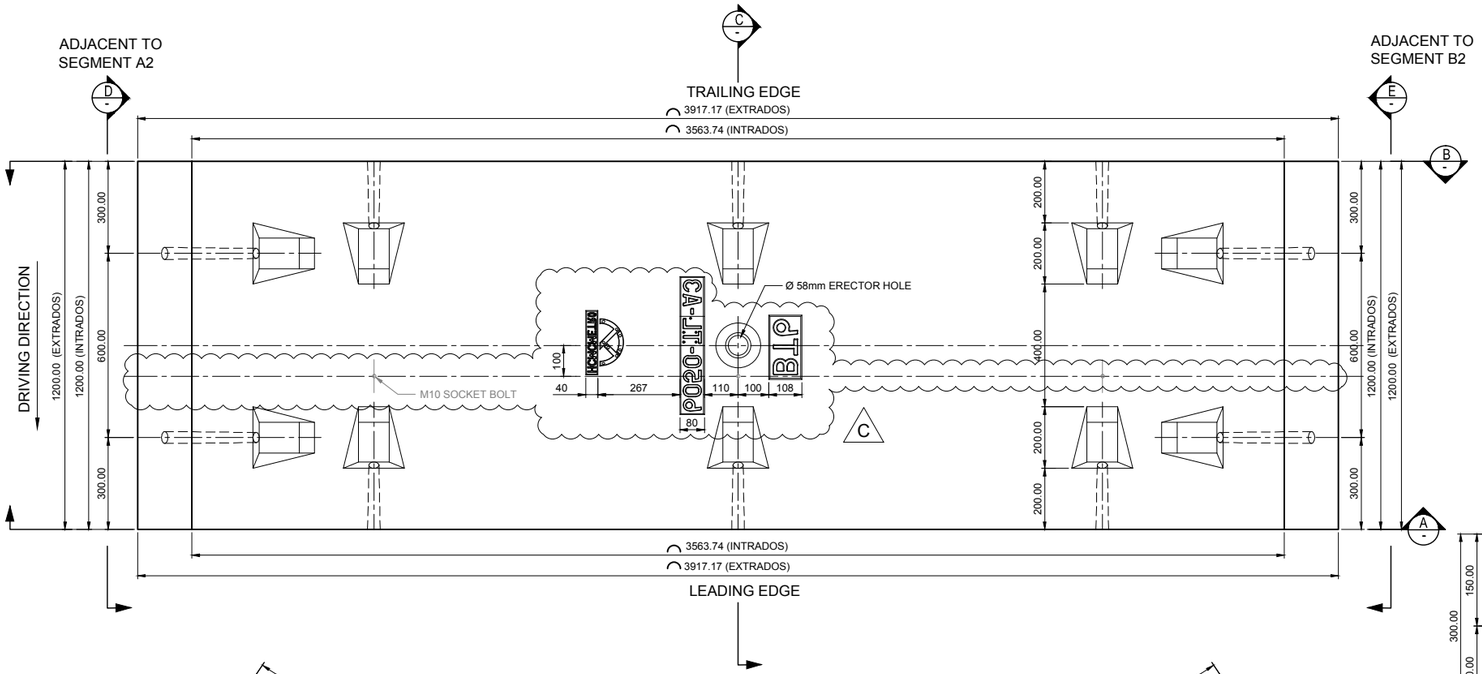
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 29 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

TITLE TÊN BẢN VẼ:
BORED TUNNEL
SEGMENTAL LINING
STRAIGHT RING
GENERAL ARRANGEMENT OF SEGMENT A2

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00024
REV./BẢN: C

P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00024C.dwg 2016-07-06 18:09 CHENL



NOTES:

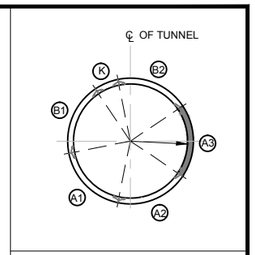
1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS UNLESS NOTED OTHERWISE.
2. ALL VIEWS ARE DEVELOPED VIEW INSTEAD OF PROJECTED VIEW.
3. MINIMUM CONCRETE CYLINDER GRADE TO BE 48MPa AT 28 DAYS.
4. ALL BOLTS SHALL BE GRADE 8.8 UNLESS OTHERWISE STATED.
5. MINIMUM COVERS TO ALL REINFORCEMENT BARS SHALL BE 40mm EXCEPT AT BOLT HOLE LOCATIONS WHERE NOMINAL COVER IS TO BE 25mm.
6. BOLTS AND WASHERS ARE TO BE TREATED BY DACROTIZED COATING.
7. ALL DIMENSIONS OF RADIAL JOINTS ARE FROM JOINT CENTER TO JOINT CENTER.
8. GENERAL ARRANGEMENT OF JOINT REFER TO DRAWING CP1b-CTS-TD-TBMS-00044 AND 00045.

NOTES FOR MARKINGS:

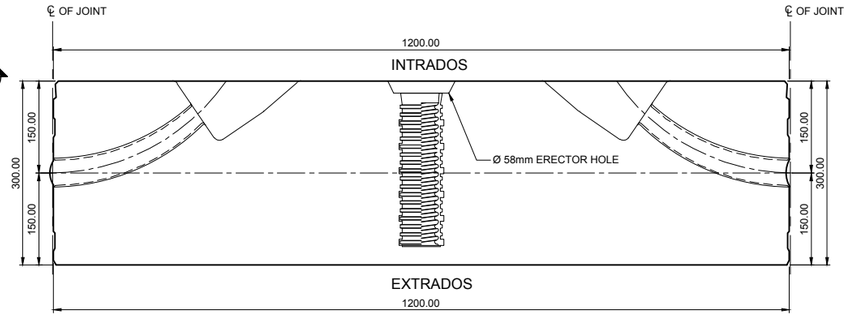
1. THE CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWING FOR THE SEGMENT MOULDS TO PROVIDE THE FULL DETAILS OF SEGMENT MARKINGS FOR NJPT AGREEMENT.
2. THE DEFINITION OF SEGMENT MARKINGS IS DESIGNED AS FOLLOW

6050-TR-A2

INNER DIAMETER — PIECE TYPE — SEGMENT TYPE (RING TYPE)

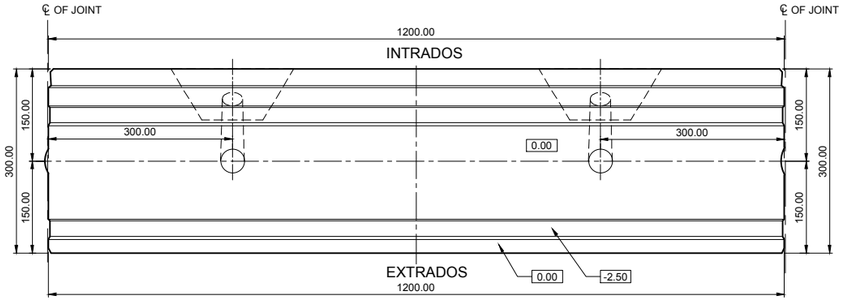


KEY PLAN



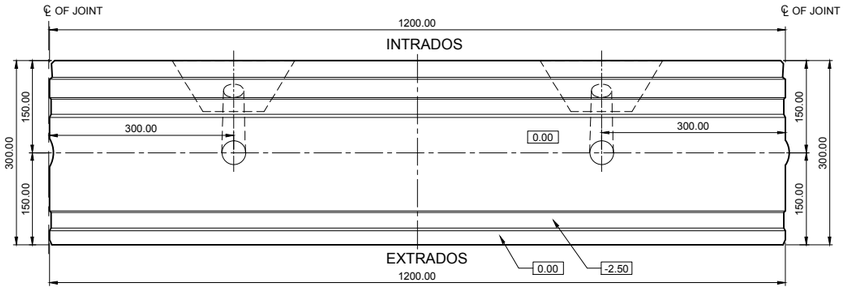
SECTION C
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

DRIVING DIRECTION



SECTION D
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

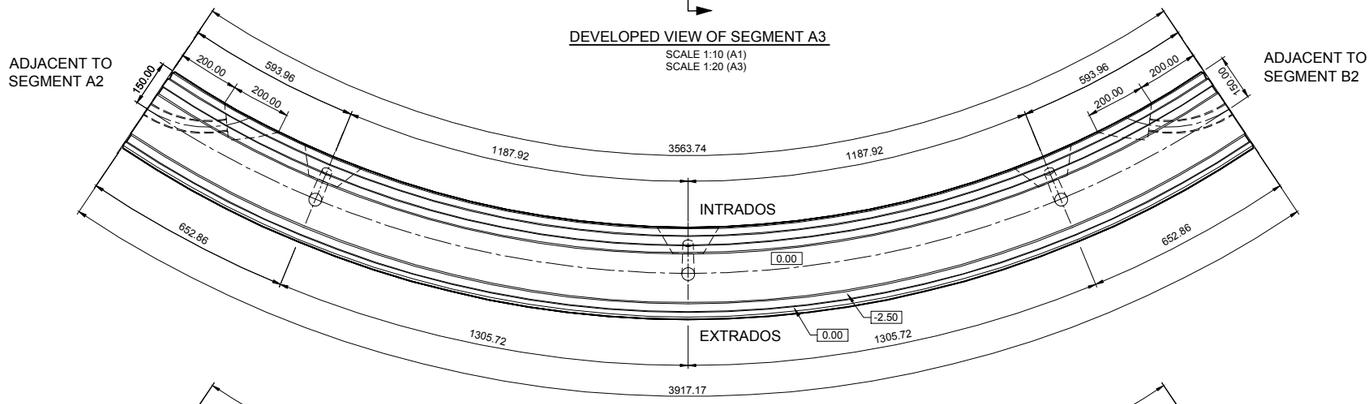
DRIVING DIRECTION



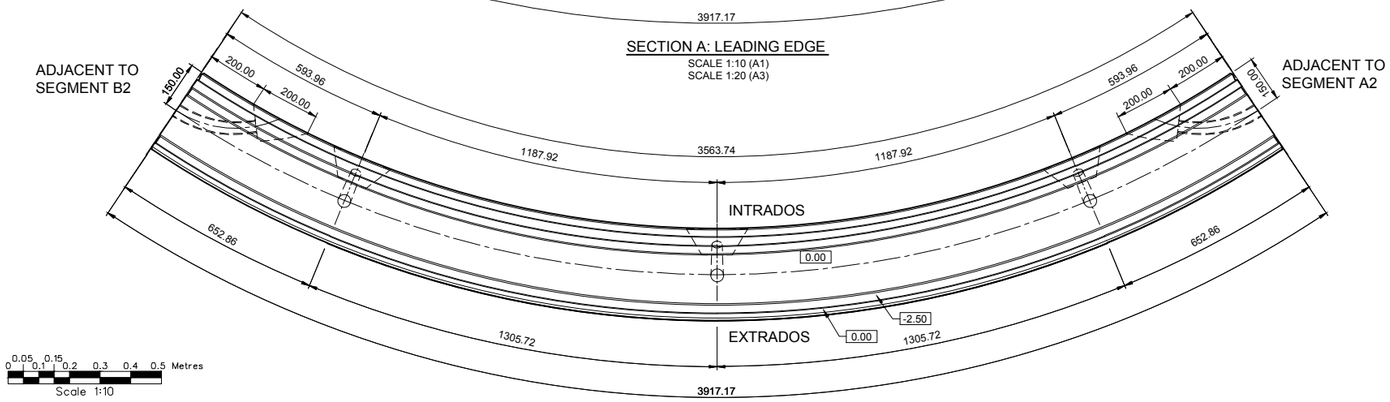
DRIVING DIRECTION

SECTION E
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

DEVELOPED VIEW OF SEGMENT A3
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION A: LEADING EDGE
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION B: TRAILING EDGE
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)

0 0.05 0.1 0.15 0.2 0.3 0.4 0.5 Metres
Scale 1:10

0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 1.0 Metres
Scale 1:20

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
29 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

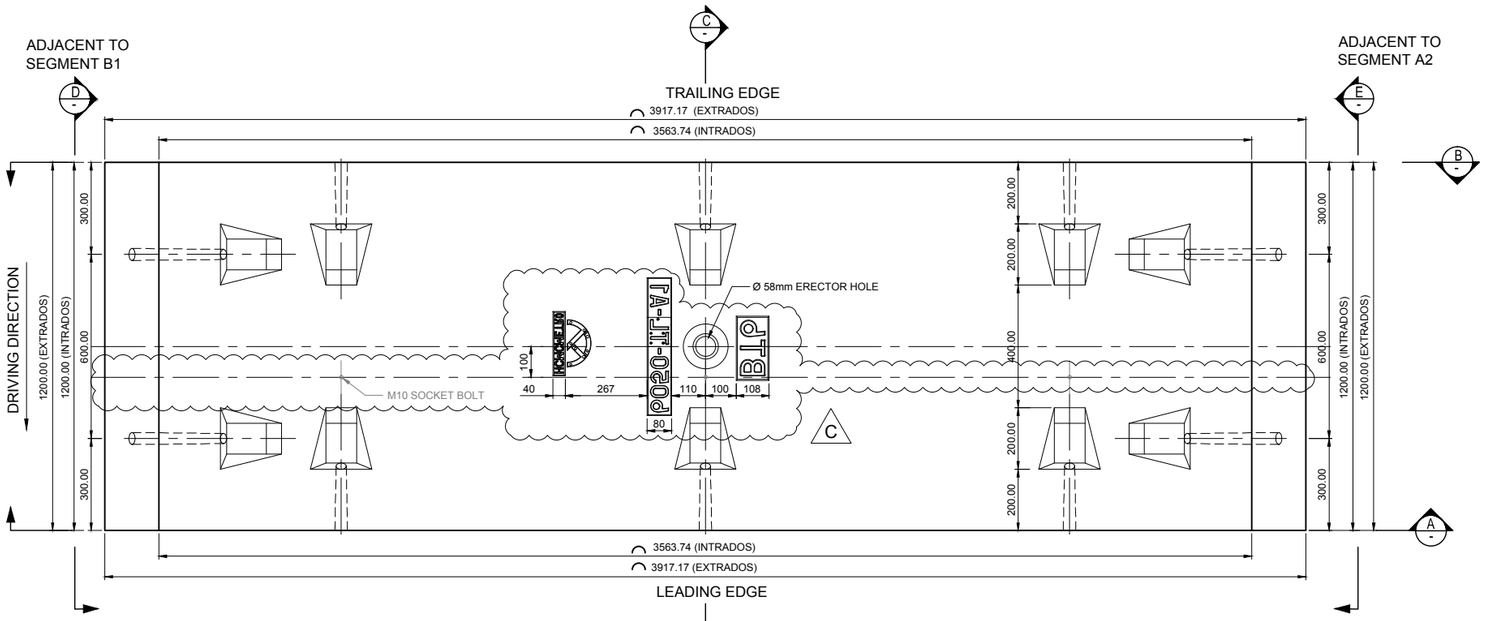
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 29 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

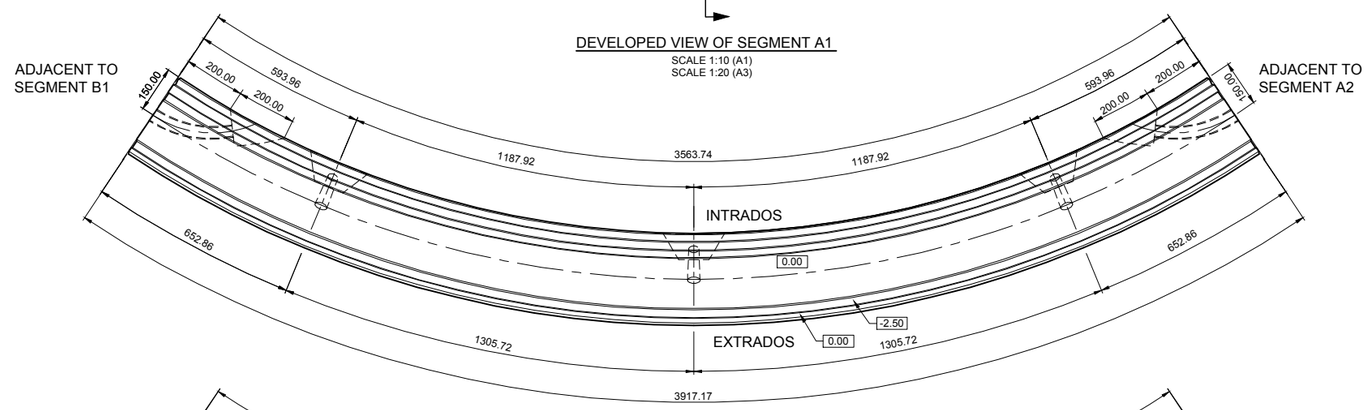
PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

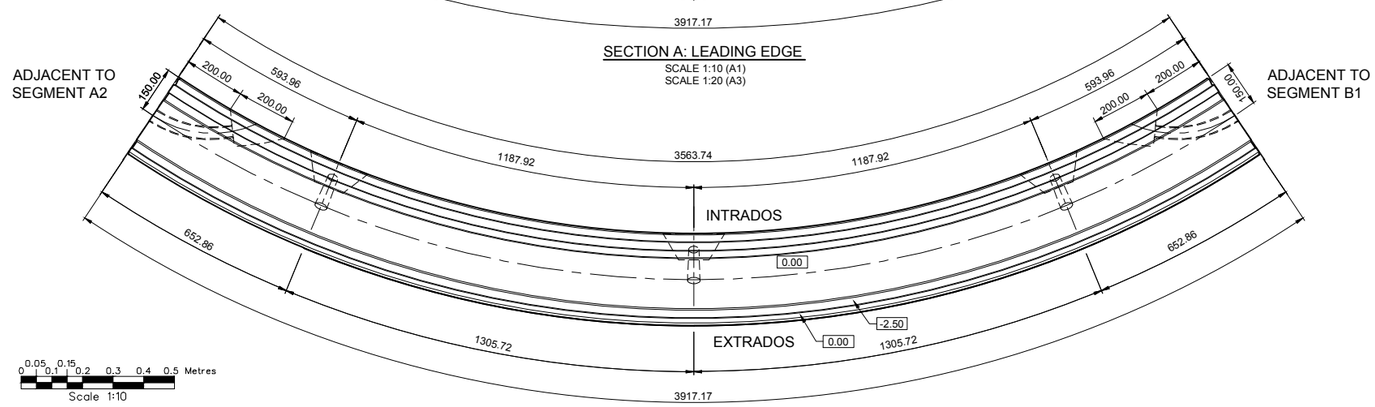
TITLE TÊN BẢN VẼ:
BORED TUNNEL
SEGMENTAL LINING
STRAIGHT RING
GENERAL ARRANGEMENT OF SEGMENT A3

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00025
REV./BẢN: C

P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00025C.dwg 2016-07-06 18:10 CHENL







0 0.05 0.1 0.15 0.2 0.3 0.4 0.5 Metres
Scale 1:10

0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 1.0 Metres
Scale 1:20

SECTION B: TRAILING EDGE
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)

NOTES:

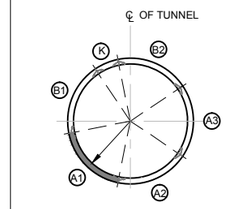
1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS UNLESS NOTED OTHERWISE.
2. ALL VIEWS ARE DEVELOPED VIEW INSTEAD OF PROJECTED VIEW.
3. MINIMUM CONCRETE CYLINDER GRADE TO BE 48MPa AT 28 DAYS.
4. ALL BOLTS SHALL BE GRADE 8.8 UNLESS OTHERWISE STATED.
5. MINIMUM COVERS TO ALL REINFORCEMENT BARS SHALL BE 40mm EXCEPT AT BOLT HOLE LOCATIONS WHERE NOMINAL COVER IS TO BE 25mm.
6. BOLTS AND WASHERS ARE TO BE TREATED BY DACROTIZED COATING.
7. ALL DIMENSIONS OF RADIAL JOINTS ARE FROM JOINT CENTER TO JOINT CENTER.
8. GENERAL ARRANGEMENT OF JOINT REFER TO DRAWING CP1b-CTS-TD-TBMS-00044 AND 00045.

NOTES FOR MARKINGS:

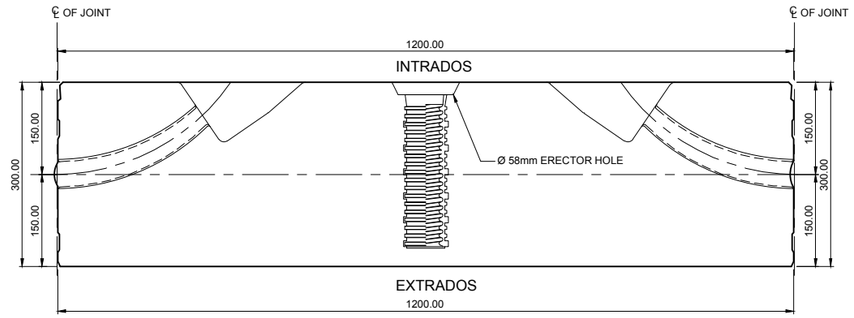
1. THE CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWING FOR THE SEGMENT MOULDS TO PROVIDE THE FULL DETAILS OF SEGMENT MARKINGS FOR NJPT AGREEMENT.
2. THE DEFINITION OF SEGMENT MARKINGS IS DESIGNED AS FOLLOW

6050-TR-A2
INNER DIAMETER — PIECE TYPE — SEGMENT TYPE (RING TYPE)

C

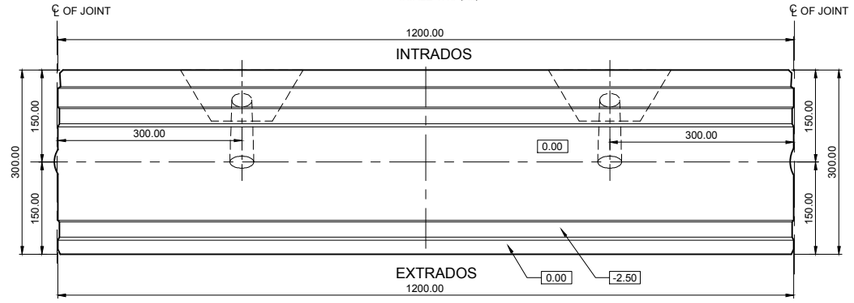


KEY PLAN



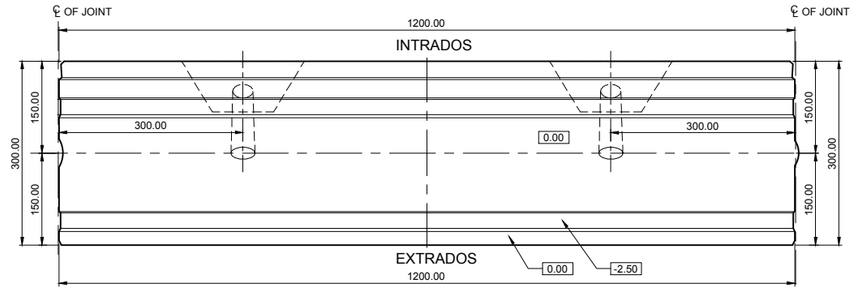
SECTION C
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

DRIVING DIRECTION



SECTION D
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

DRIVING DIRECTION



DRIVING DIRECTION

SECTION E
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
29 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION
SHMZ MAEDA

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

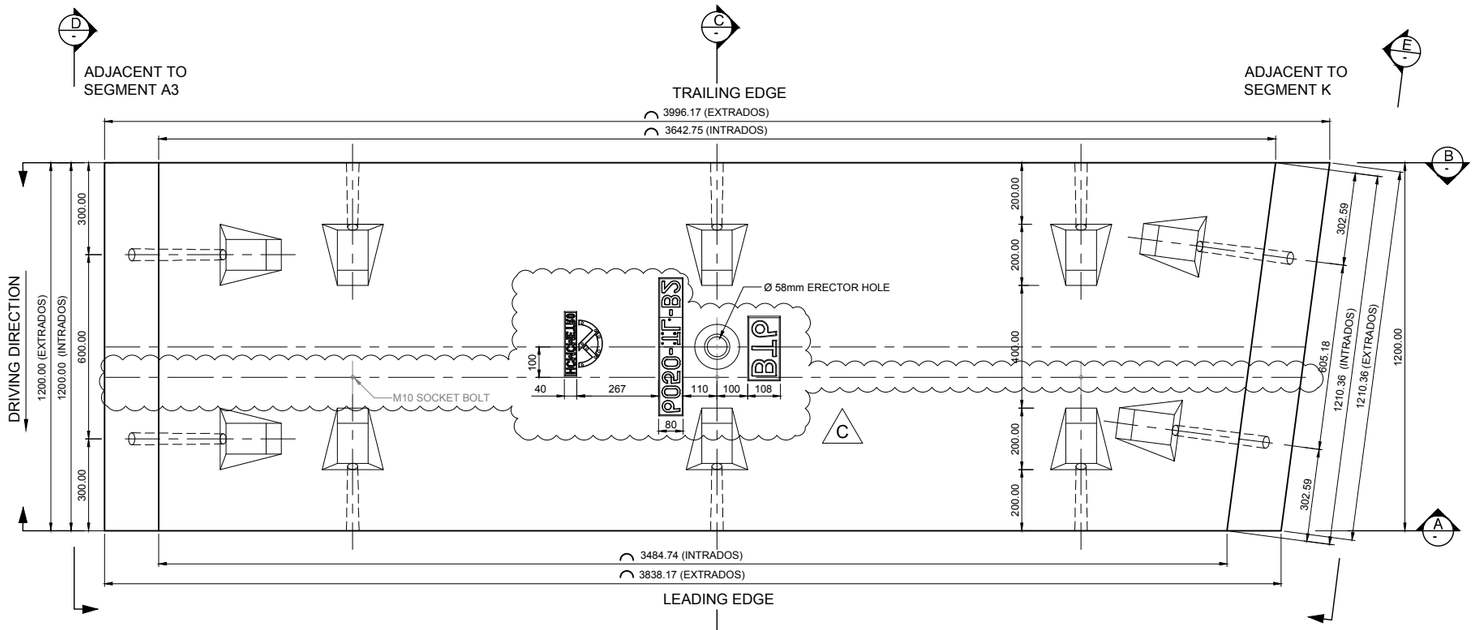
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 29 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

TITLE TÊN BẢN VẼ:
BORED TUNNEL
SEGMENTAL LINING
STRAIGHT RING
GENERAL ARRANGEMENT OF SEGMENT A1

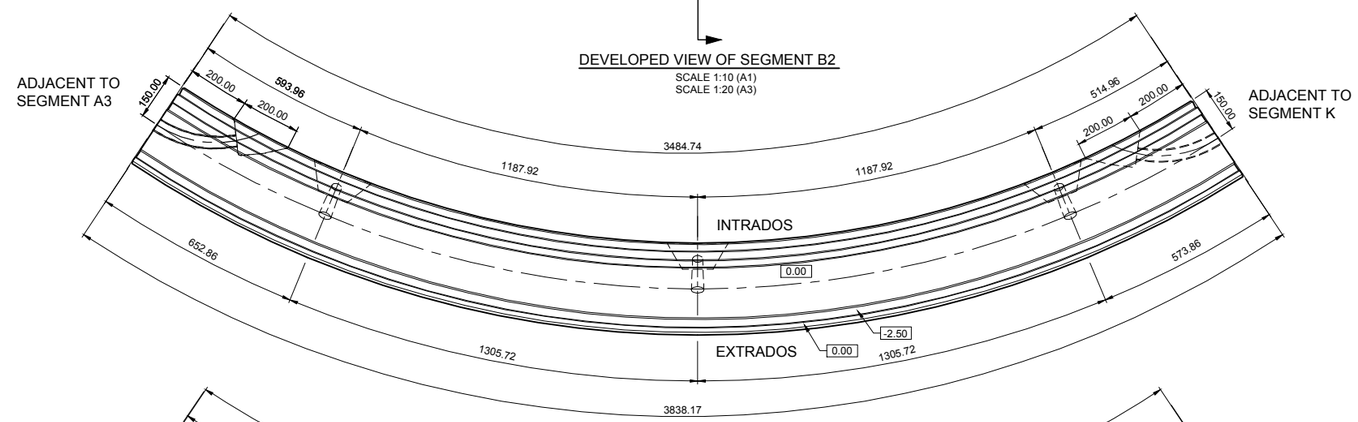
DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00026
REV./BẢN: C

P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00026C.dwg 2016-07-06 18:10 CHENL



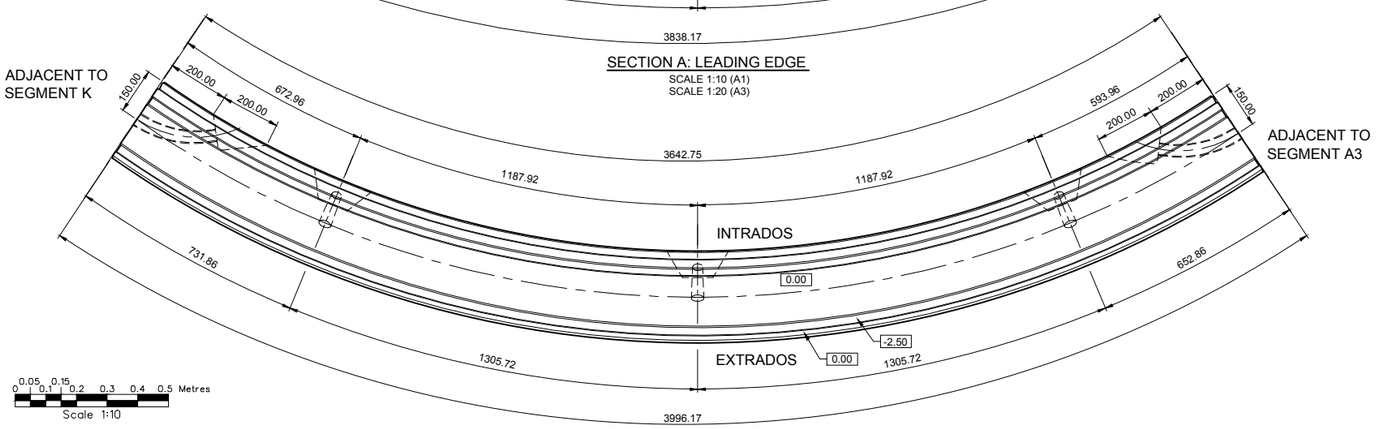
DEVELOPED VIEW OF SEGMENT B2

SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION A: LEADING EDGE

SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION B: TRAILING EDGE

SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)

0 0.05 0.1 0.15 0.2 0.3 0.4 0.5 Metres
Scale 1:10

0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 1.0 Metres
Scale 1:20

NOTES:

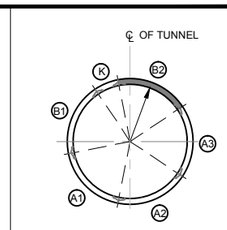
1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS UNLESS NOTED OTHERWISE.
2. ALL VIEWS ARE DEVELOPED VIEW INSTEAD OF PROJECTED VIEW.
3. MINIMUM CONCRETE CYLINDER GRADE TO BE 48MPa AT 28 DAYS.
4. ALL BOLTS SHALL BE GRADE 8.8 UNLESS OTHERWISE STATED.
5. MINIMUM COVERS TO ALL REINFORCEMENT BARS SHALL BE 40mm EXCEPT AT BOLT HOLE LOCATIONS WHERE NOMINAL COVER IS TO BE 25mm.
6. BOLTS AND WASHERS ARE TO BE TREATED BY DACROTIZED COATING.
7. ALL DIMENSIONS OF RADIAL JOINTS ARE FROM JOINT CENTER TO JOINT CENTER.
8. GENERAL ARRANGEMENT OF JOINT REFER TO DRAWING CP1b-CTS-TD-TBMS-00044 AND 00045.

NOTES FOR MARKINGS:

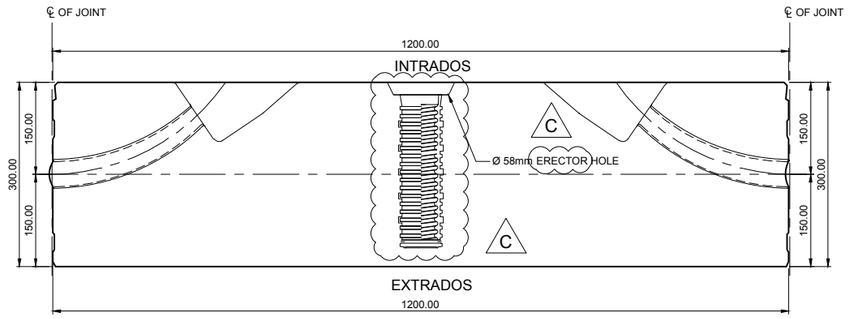
1. THE CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWING FOR THE SEGMENT MOULDS TO PROVIDE THE FULL DETAILS OF SEGMENT MARKINGS FOR NJPT AGREEMENT.
2. THE DEFINITION OF SEGMENT MARKINGS IS DESIGNED AS FOLLOW

6050-TR-A2

INNER DIAMETER — PIECE TYPE — SEGMENT TYPE (RING TYPE)



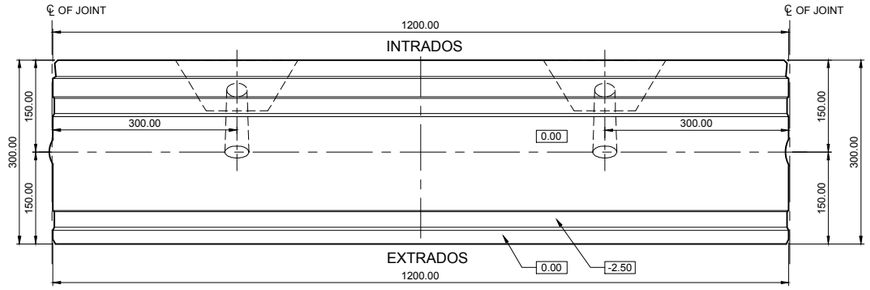
KEY PLAN



SECTION C

SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

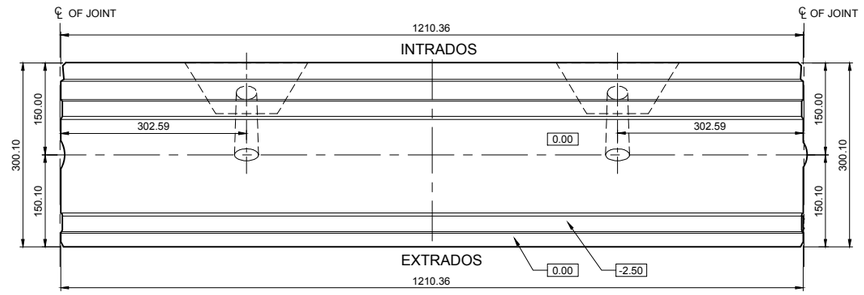
DRIVING DIRECTION



SECTION D

SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

DRIVING DIRECTION



DRIVING DIRECTION

SECTION E

SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
29 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN		
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

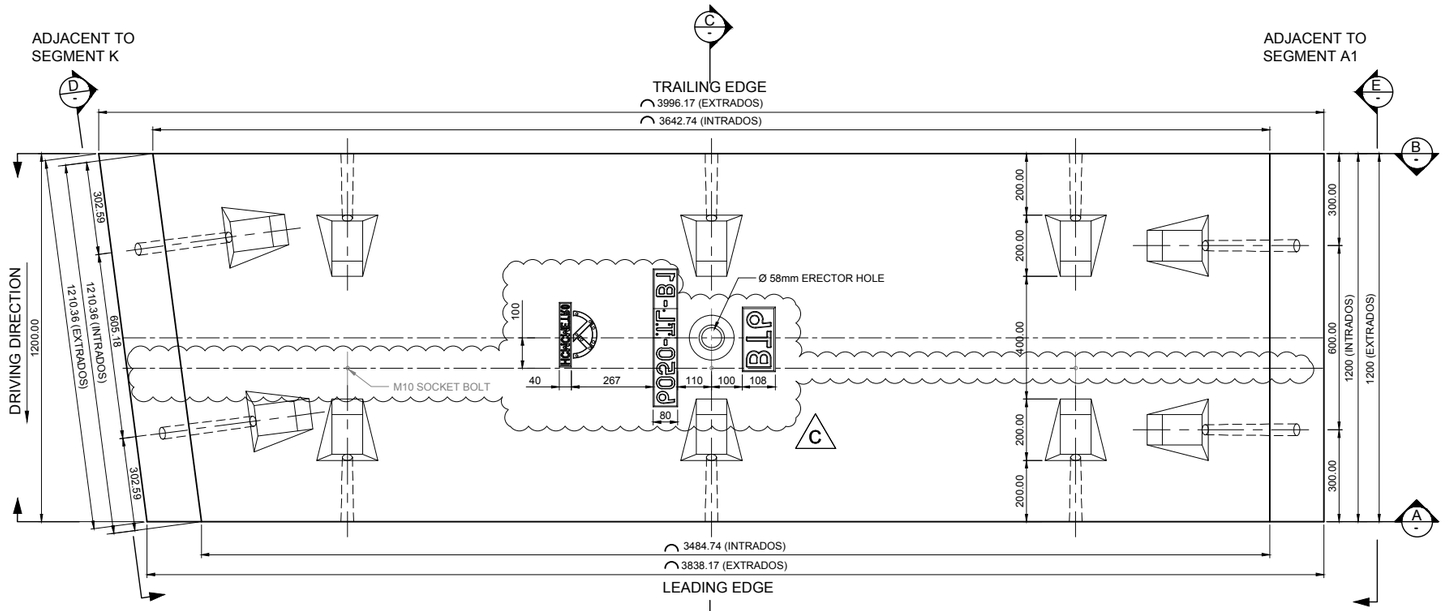
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 29 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT / DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

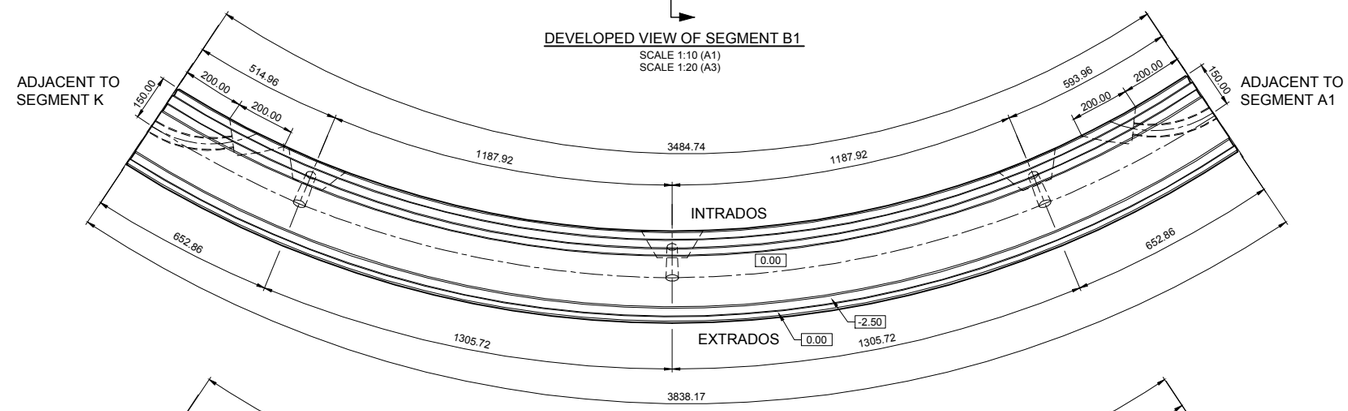
TITLE / TÊN BẢN VẼ:
BORED TUNNEL
SEGMENTAL LINING
STRAIGHT RING
GENERAL ARRANGEMENT OF SEGMENT B2

DRAWING NO / BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00027
REV. / BẢN: C

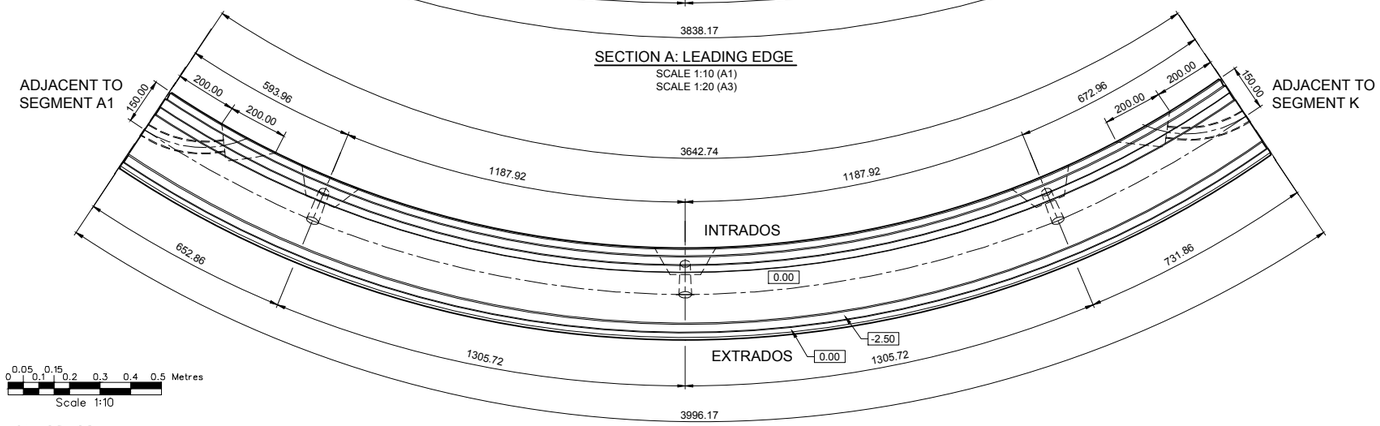
P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00027C.dwg 2016-07-06 18:10 CHENL



DEVELOPED VIEW OF SEGMENT B1
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION A: LEADING EDGE
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION B: TRAILING EDGE
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)

0 0.05 0.1 0.15 0.2 0.3 0.4 0.5 Metres
Scale 1:10

0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 1.0 Metres
Scale 1:20

NOTES:

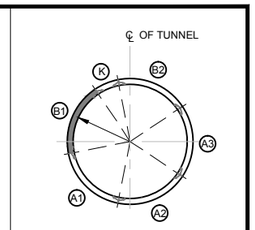
1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS UNLESS NOTED OTHERWISE.
2. ALL VIEWS ARE DEVELOPED VIEW INSTEAD OF PROJECTED VIEW.
3. MINIMUM CONCRETE CYLINDER GRADE TO BE 48MPa AT 28 DAYS.
4. ALL BOLTS SHALL BE GRADE 8.8 UNLESS OTHERWISE STATED.
5. MINIMUM COVERS TO ALL REINFORCEMENT BARS SHALL BE 40mm EXCEPT AT BOLT HOLE LOCATIONS WHERE NOMINAL COVER IS TO BE 25mm.
6. BOLTS AND WASHERS ARE TO BE TREATED BY DACROTIZED COATING.
7. ALL DIMENSIONS OF RADIAL JOINTS ARE FROM JOINT CENTER TO JOINT CENTER.
8. GENERAL ARRANGEMENT OF JOINT REFER TO DRAWING CP1b-CTS-TD-TBMS-00044 AND 00045.

NOTES FOR MARKINGS:

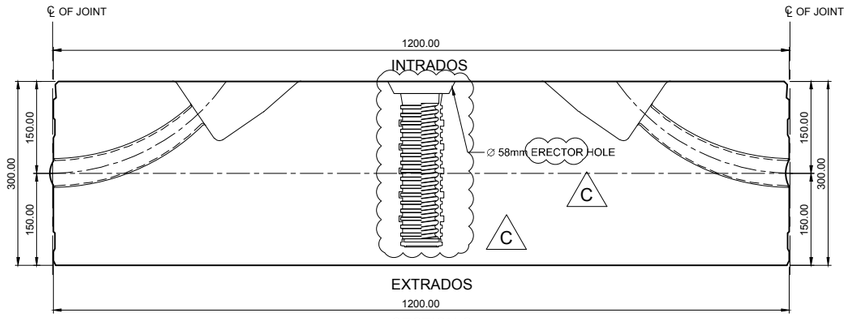
1. THE CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWING FOR THE SEGMENT MOULDS TO PROVIDE THE FULL DETAILS OF SEGMENT MARKINGS FOR NJPT AGREEMENT.
2. THE DEFINITION OF SEGMENT MARKINGS IS DESIGNED AS FOLLOW

6050-TR-A2

INNER DIAMETER — PIECE TYPE — SEGMENT TYPE (RING TYPE)

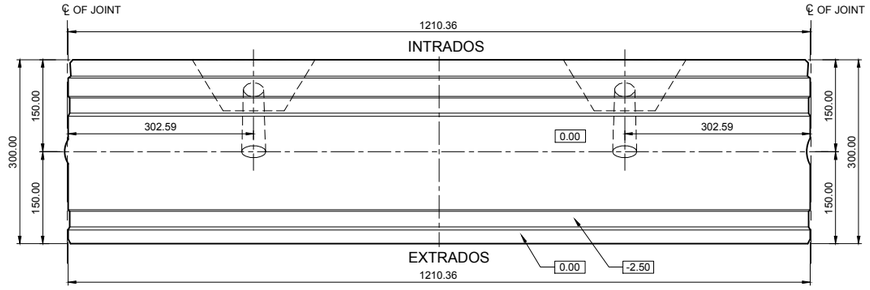


KEY PLAN



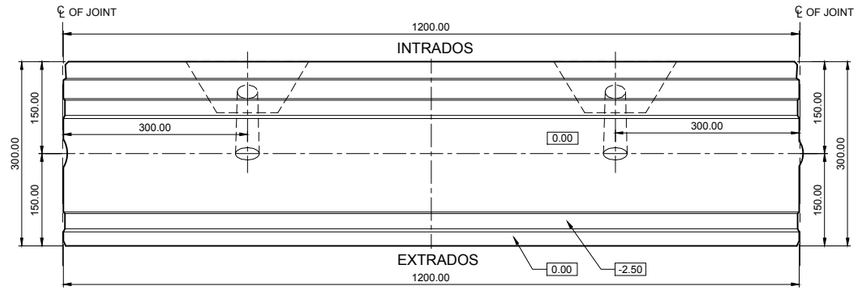
SECTION C
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

DRIVING DIRECTION



SECTION D
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

DRIVING DIRECTION



DRIVING DIRECTION

SECTION E
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
29 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN		
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

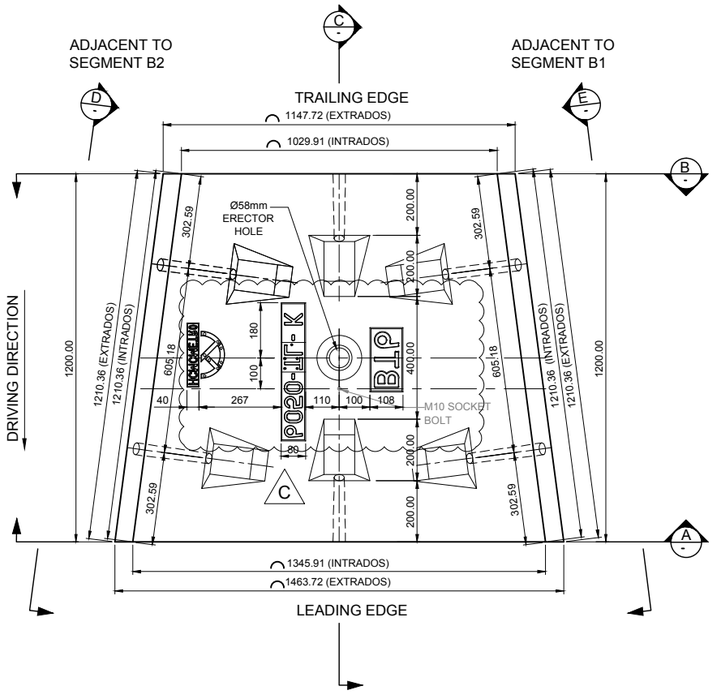
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 29 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

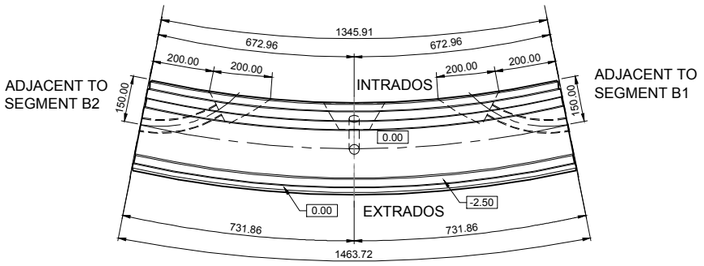
TITLE TÊN BẢN VẼ:
BORED TUNNEL
SEGMENTAL LINING
STRAIGHT RING
GENERAL ARRANGEMENT OF SEGMENT B1

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00028
REV./BẢN: C

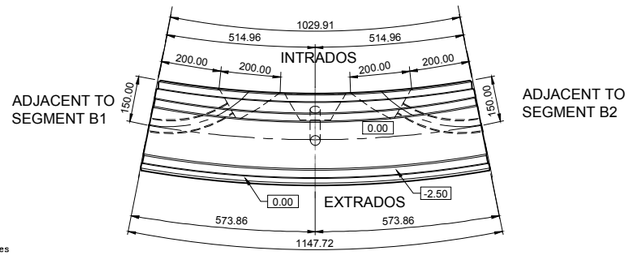
P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00028C.dwg 2016-07-06 18:11 CHENL



DEVELOPED VIEW OF SEGMENT K
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION A: LEADING EDGE
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION B: TRAILING EDGE
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)

0.05 0.15 0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 Metres
Scale 1:10

0.1 0.3 0.5 0 0.2 0.4 1.0 Metres
Scale 1:20

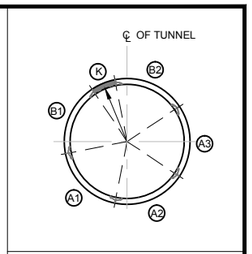
NOTES:

1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS UNLESS NOTED OTHERWISE.
2. ALL VIEWS ARE DEVELOPED VIEW INSTEAD OF PROJECTED VIEW.
3. MINIMUM CONCRETE CYLINDER GRADE TO BE 48MPa AT 28 DAYS.
4. ALL BOLTS SHALL BE GRADE 8.8 UNLESS OTHERWISE STATED.
5. MINIMUM COVERS TO ALL REINFORCEMENT BARS SHALL BE 40mm EXCEPT AT BOLT HOLE LOCATIONS WHERE NOMINAL COVER IS TO BE 25mm.
6. BOLTS AND WASHERS ARE TO BE TREATED BY DACROTIZED COATING.
7. ALL DIMENSIONS OF RADIAL JOINTS ARE FROM JOINT CENTER TO JOINT CENTER.
8. GENERAL ARRANGEMENT OF JOINT REFER TO DRAWING CP1b-CTS-TD-TBMS-00044 AND 00045.

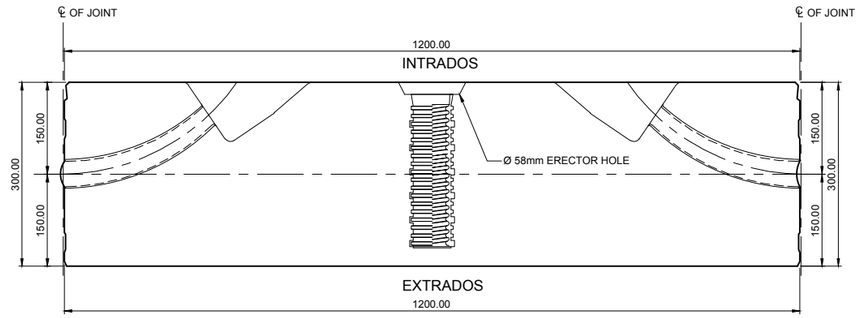
NOTES FOR MARKINGS:

1. THE CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWING FOR THE SEGMENT MOULDS TO PROVIDE THE FULL DETAILS OF SEGMENT MARKINGS FOR NJPT AGREEMENT.
2. THE DEFINITION OF SEGMENT MARKINGS IS DESIGNED AS FOLLOW

6050-TR-A2
INNER DIAMETER — PIECE TYPE — SEGMENT TYPE (RING TYPE)

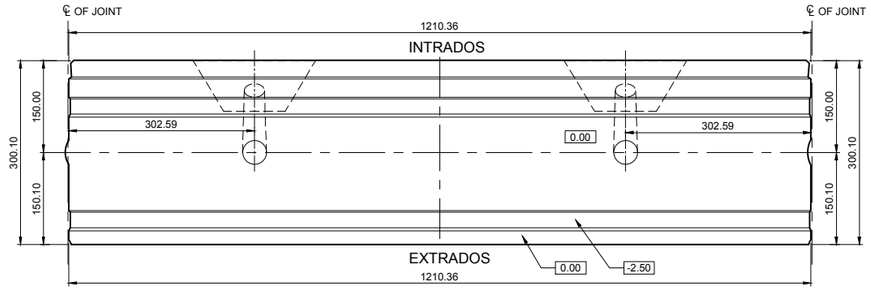


KEY PLAN



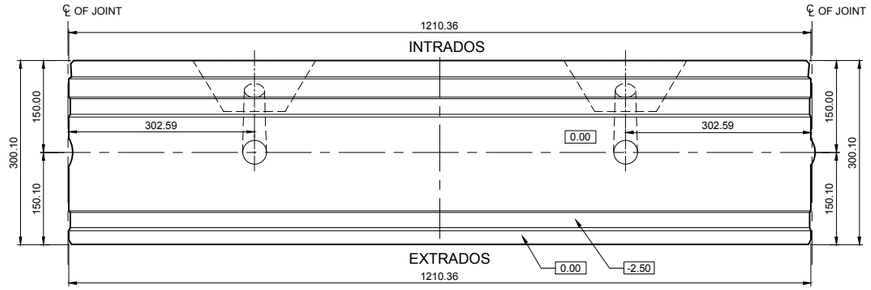
SECTION C
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

DRIVING DIRECTION



SECTION D
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

DRIVING DIRECTION



DRIVING DIRECTION

SECTION E
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
29 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION
SHMZ MAEDA

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

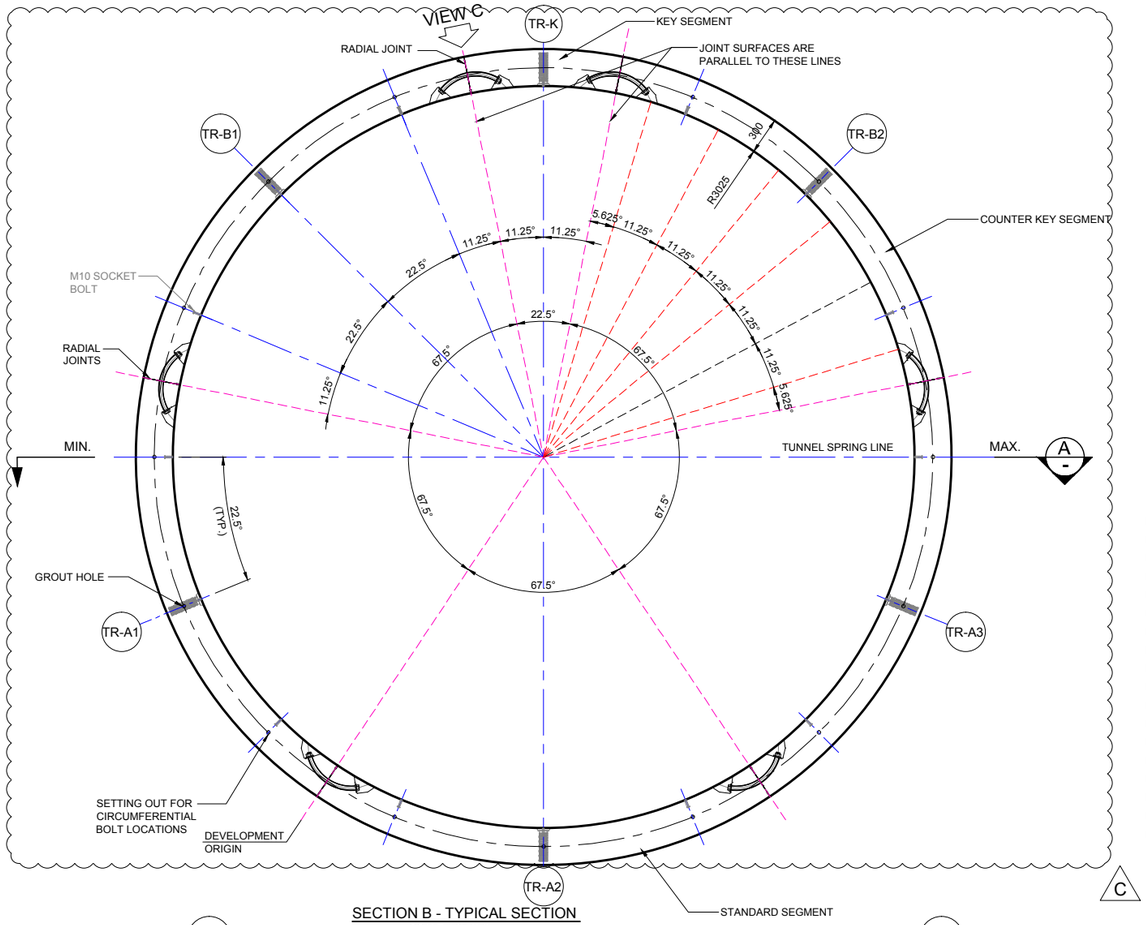
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 29 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT / DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

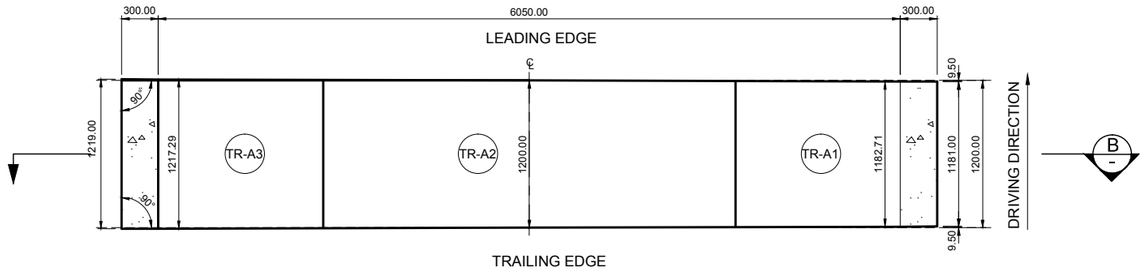
TITLE / TÊN BẢN VẼ:
BORED TUNNEL
SEGMENTAL LINING
STRAIGHT RING
GENERAL ARRANGEMENT OF SEGMENT K

DRAWING NO / BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00029
REV. / BẢN: C

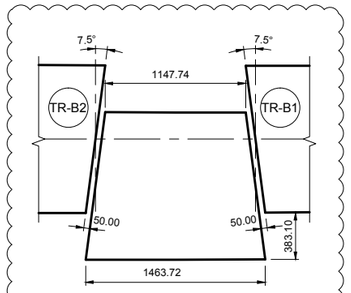
P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00029C.dwg 2016-07-06 18:11 CHENL



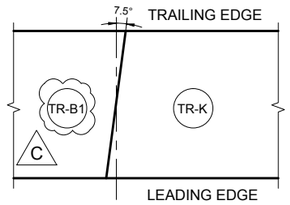
SECTION B - TYPICAL SECTION
SCALE 1:25 (A1)
SCALE 1:50 (A3)



SECTION A RIGHT HAND TAPER PLAN VIEW
SCALE 1:25 (A1)
SCALE 1:50 (A3)

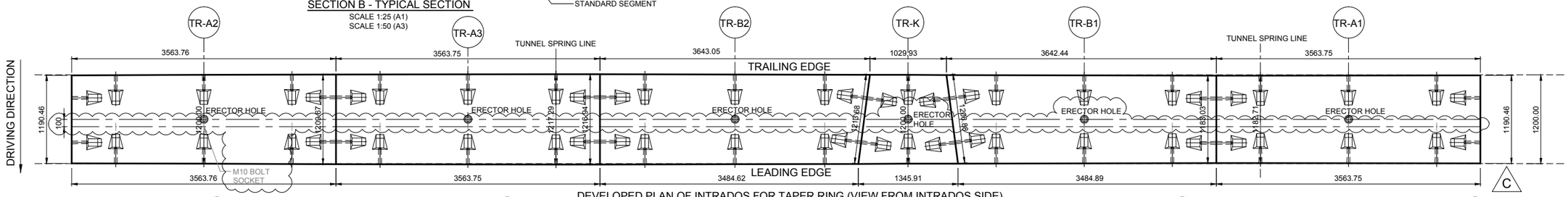


SETBACK DISTANCE FOR INSTALLATION OF KEY SEGMENT
SCALE 1:25 (A1)
SCALE 1:50 (A3)

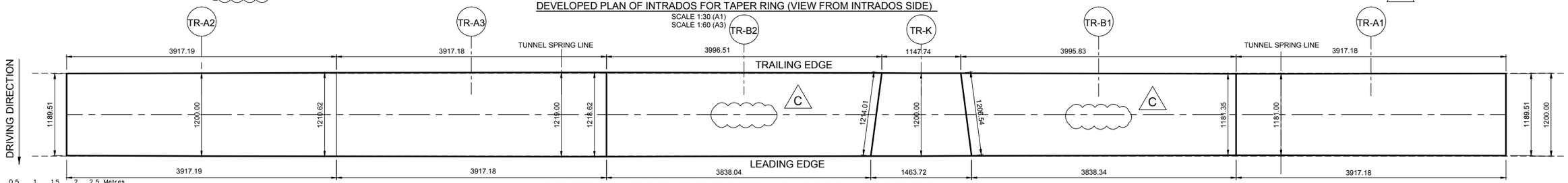


VIEW C (INDICATIVE ONLY)
(SIMILAR TO JOINT BETWEEN SEGMENT TR-B2 AND TR-K)
SCALE 1:25 (A1)
SCALE 1:50 (A3)

NOTES:
1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS UNLESS NOTED OTHERWISE.
2. REINFORCEMENT CHARACTERISTIC YIELD STRESS, f =390N/mm. ²
3. MINIMUM CONCRETE CYLINDER GRADE TO BE 48MPa AT 28 DAYS.
4. ALL BOLTS SHALL BE GRADE 8.8 UNLESS OTHERWISE STATED.
5. MINIMUM COVERS TO ALL REINFORCEMENT BARS SHALL BE 40mm EXCEPT AT BOLT HOLE LOCATIONS WHERE NOMINAL COVER IS TO BE 25mm.
6. ALL DIMENSIONS OF RADIAL JOINTS ARE FROM JOINT CENTER TO JOINT CENTER.



DEVELOPED PLAN OF INTRADOS FOR TAPER RING (VIEW FROM INTRADOS SIDE)
SCALE 1:30 (A1)
SCALE 1:60 (A3)



DEVELOPED PLAN OF EXTRADOS FOR TAPER RING (VIEW FROM INTRADOS SIDE)
SCALE 1:30 (A1)
SCALE 1:60 (A3)

0 0.5 1 1.5 2 2.5 Metres
Scale 1:50

0 0.6 1.2 1.8 2.4 3.0 Metres
Scale 1:60

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
29 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

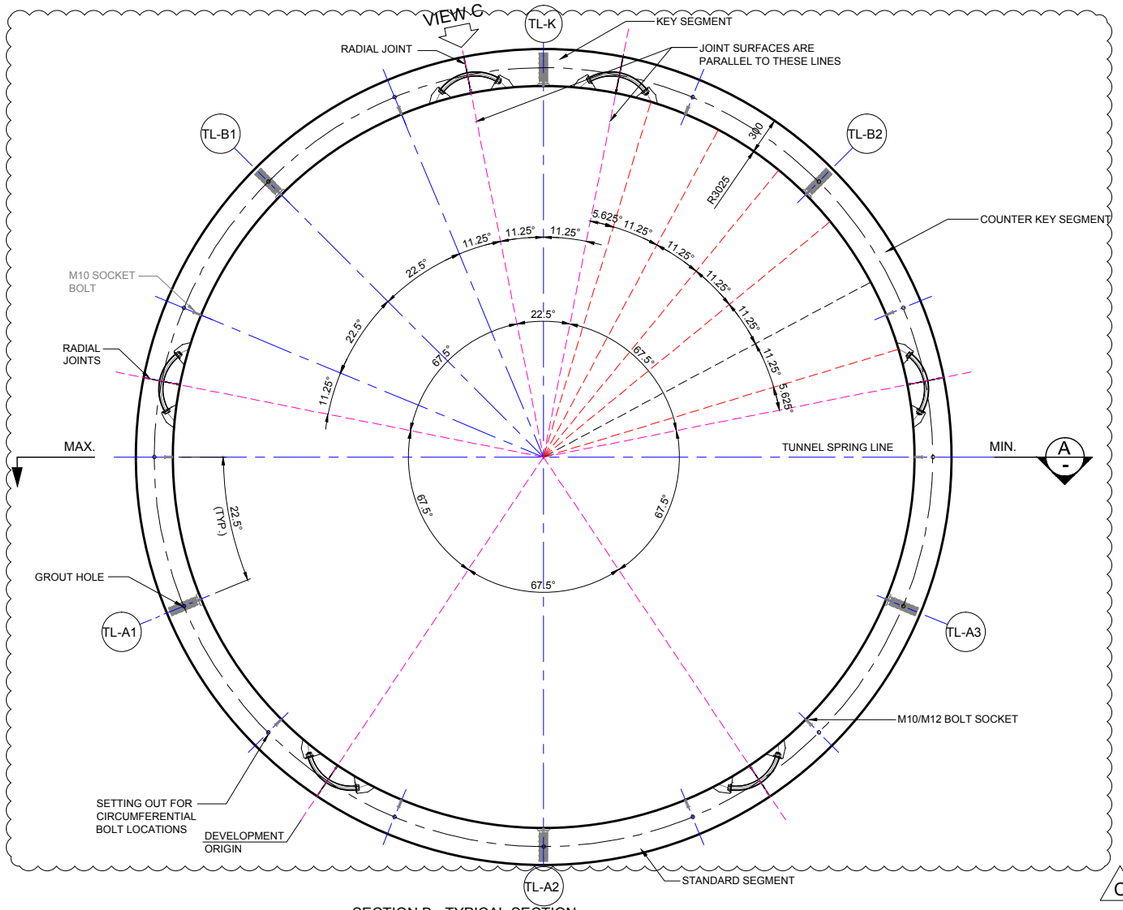
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 29 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

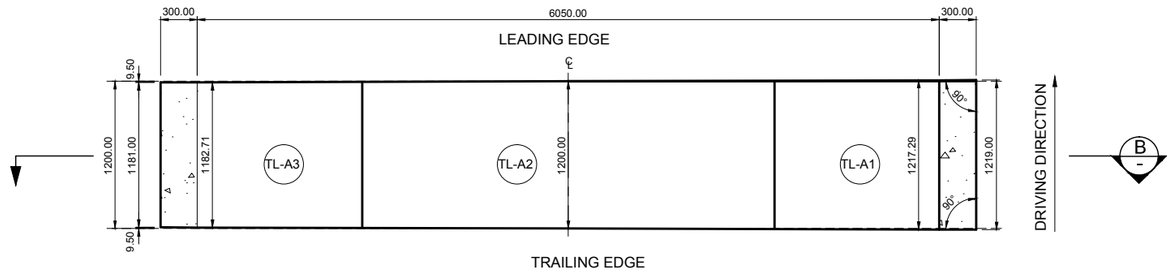
TITLE TÊN BẢN VẼ: BORED TUNNEL SEGMENTAL LINING RIGHT HAND TAPER GENERAL ARRANGEMENT

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00030
REV./BẢN: C

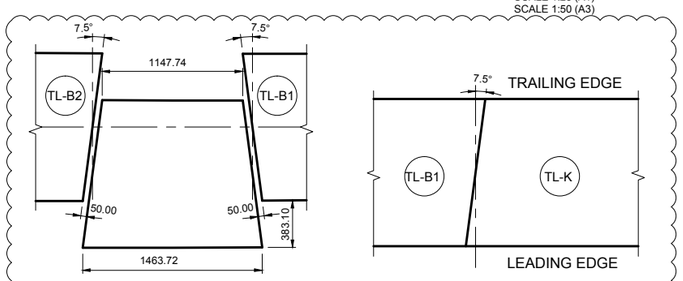
P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00030C.dwg 2016-07-06 18:12 CHENL



SECTION B - TYPICAL SECTION
SCALE 1:25 (A1)
SCALE 1:50 (A3)



SECTION A LEFT HAND TAPER PLAN VIEW
SCALE 1:25 (A1)
SCALE 1:50 (A3)

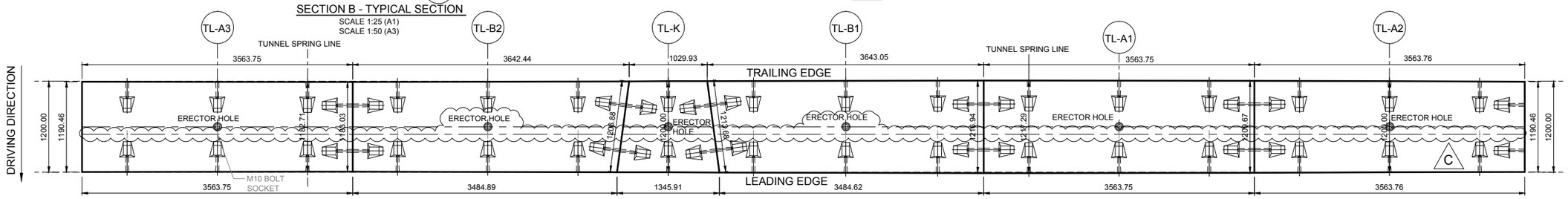


SETBACK DISTANCE FOR INSTALLATION OF KEY SEGMENT
SCALE 1:25 (A1)
SCALE 1:50 (A3)

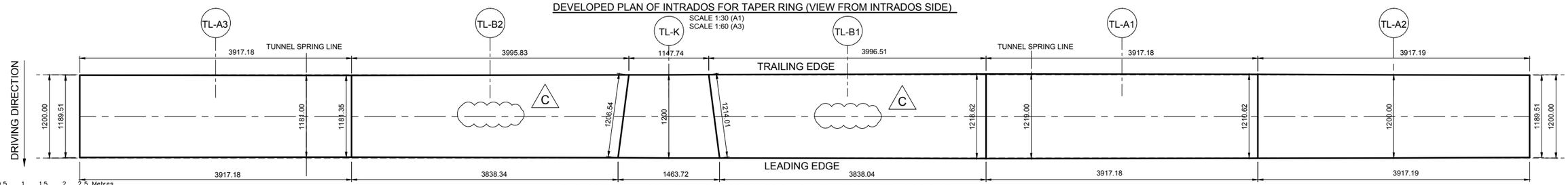
VIEW C (INDICATIVE ONLY)
(SIMILAR TO JOINT BETWEEN SEGMENT TR-B2 AND TR-K)
SCALE 1:25 (A1)
SCALE 1:50 (A3)

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS UNLESS NOTED OTHERWISE.
2. REINFORCEMENT CHARACTERISTIC YIELD STRESS, f_{yk}=390N/mm.^{2}
3. MINIMUM CONCRETE CYLINDER GRADE TO BE 48MPa AT 28 DAYS.
4. ALL BOLTS SHALL BE GRADE 8.8 UNLESS OTHERWISE STATED.
5. MINIMUM COVERS TO ALL REINFORCEMENT BARS SHALL BE 40mm EXCEPT AT BOLT HOLE LOCATIONS WHERE NOMINAL COVER IS TO BE 25mm.
6. ALL DIMENSIONS OF RADIAL JOINTS ARE FROM JOINT CENTER TO JOINT CENTER.



DEVELOPED PLAN OF INTRADOS FOR TAPER RING (VIEW FROM INTRADOS SIDE)
SCALE 1:30 (A1)
SCALE 1:60 (A3)



DEVELOPED PLAN OF EXTRADOS FOR TAPER RING (VIEW FROM INTRADOS SIDE)
SCALE 1:30 (A1)
SCALE 1:60 (A3)

0 0.5 1 1.5 2 2.5 Metres
Scale 1:50

0 0.6 1.2 1.8 2.4 3.0 Metres
Scale 1:60

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
29 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

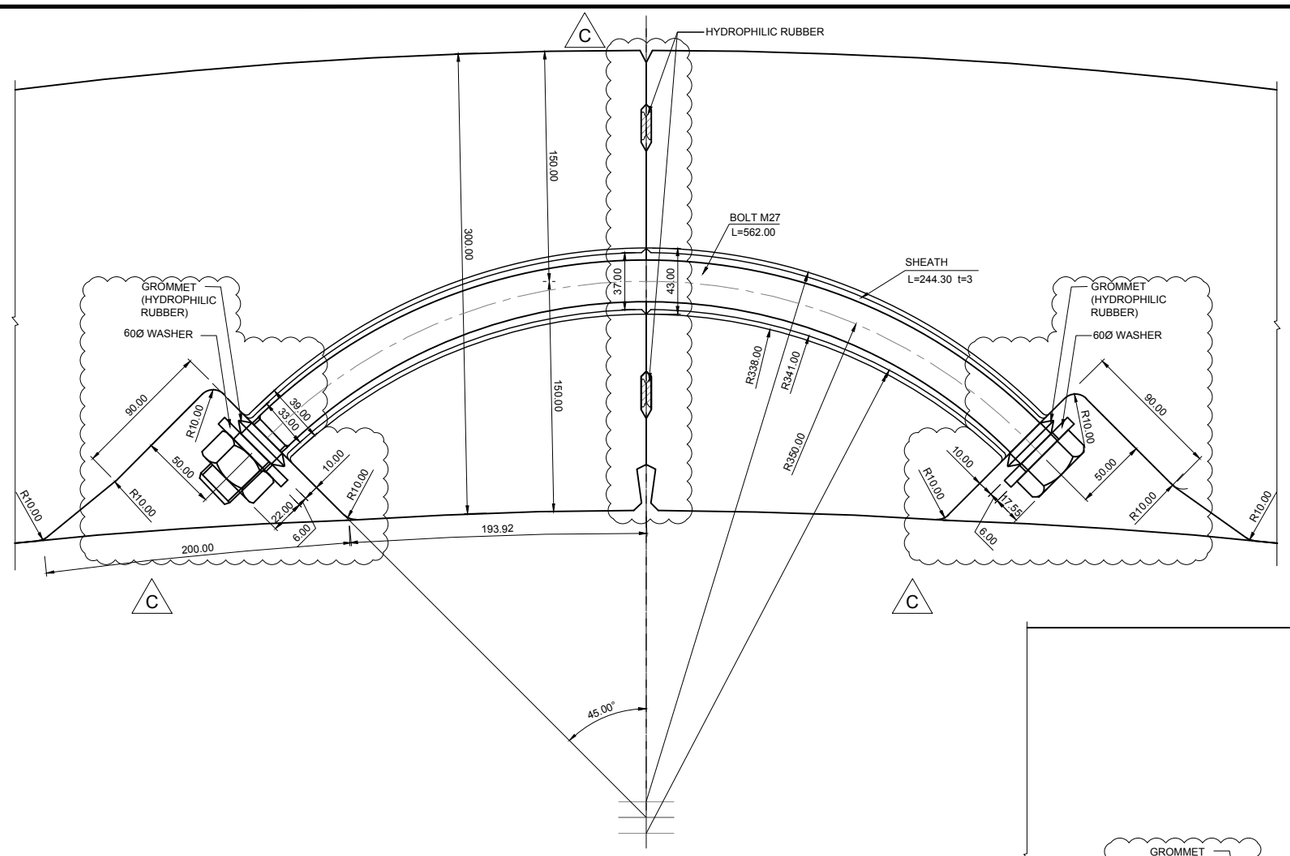
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 29 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

TITLE TÊN BẢN VẼ: BORED TUNNEL SEGMENTAL LINING LEFT HAND TAPER GENERAL ARRANGEMENT

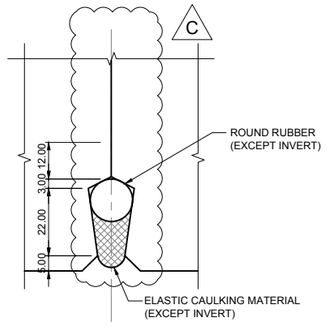
DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00037
REV./BẢN: C

P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00037C.dwg 2016-07-06 18:12 CHENL



RADIAL JOINT CONNECTION

SCALE 1:2 (A1)
SCALE 1:4 (A3)



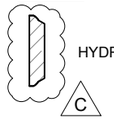
CAULKING DETAIL

SCALE 1:1 (A1)
SCALE 1:2 (A3)

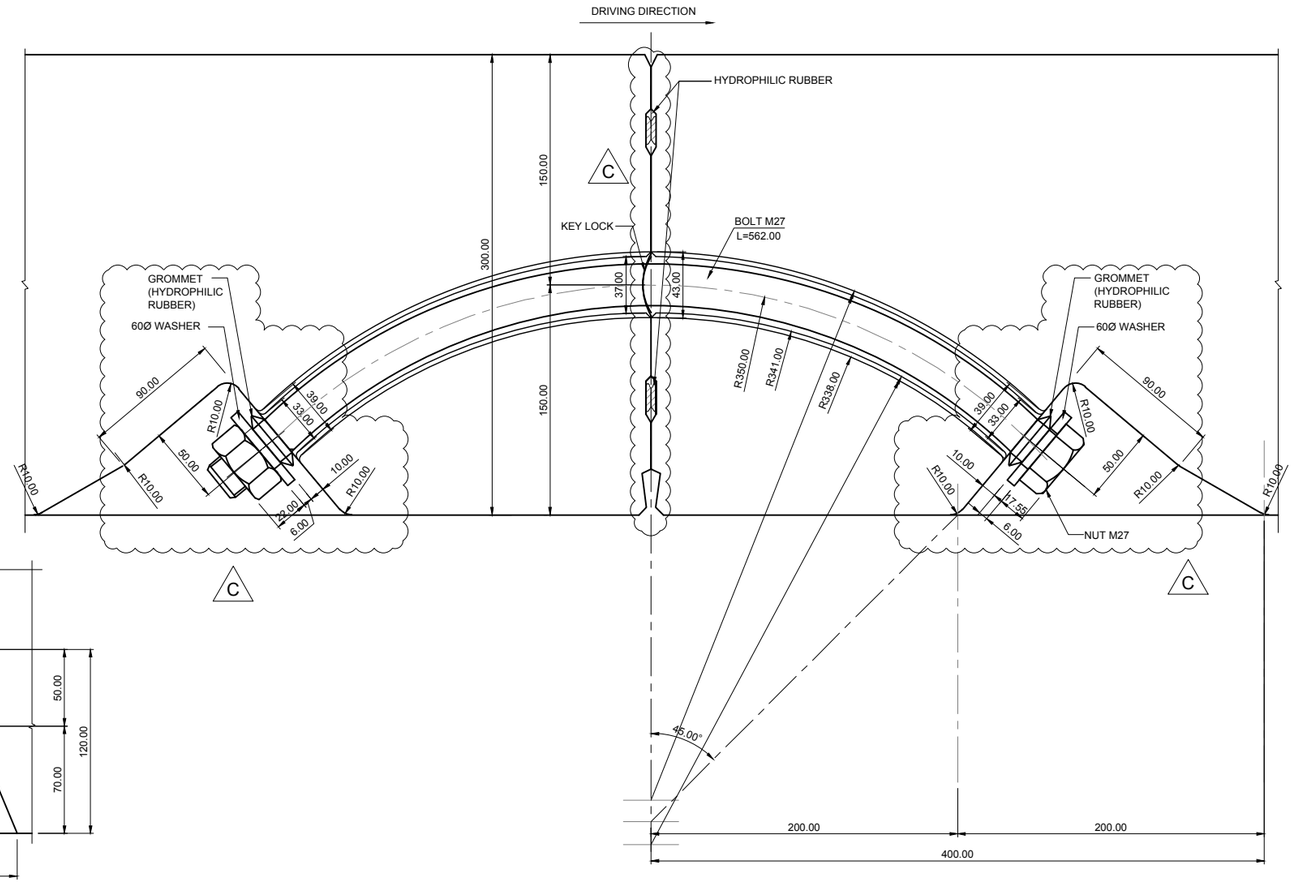
NOTES:

1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS UNLESS NOTED OTHERWISE.
2. ALL VIEWS ARE DEVELOPED VIEW INSTEAD OF PROJECTED VIEW.
3. MINIMUM CONCRETE CYLINDER GRADE TO BE 48MPa AT 28 DAYS.
4. ALL BOLTS SHALL BE GRADE 8.8 UNLESS OTHERWISE STATED.
5. MINIMUM COVERS TO ALL REINFORCEMENT BARS SHALL BE 40mm EXCEPT AT BOLT HOLE LOCATIONS WHERE NOMINAL COVER IS TO BE 25mm.
6. BOLTS AND WASHERS ARE TO BE TREATED BY DACROTIZED COATING.

LEGEND:

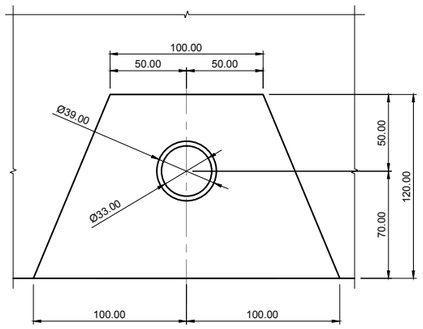


HYDROPHILIC RUBBER



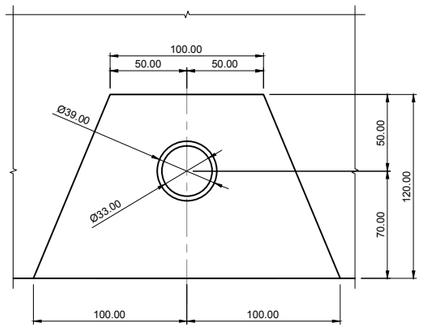
CIRCUMFERENTIAL JOINT CONNECTION

SCALE 1:2 (A1)
SCALE 1:4 (A3)



SECTION A-A

SCALE 1:2 (A1)
SCALE 1:4 (A3)



SECTION B-B

SCALE 1:2 (A1)
SCALE 1:4 (A3)

0 0.05 0.1 Metres
Scale 1:2

0.02 0.06
0 0.04 0.08 0.12 0.16 0.2 Metres
Scale 1:4

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
30 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

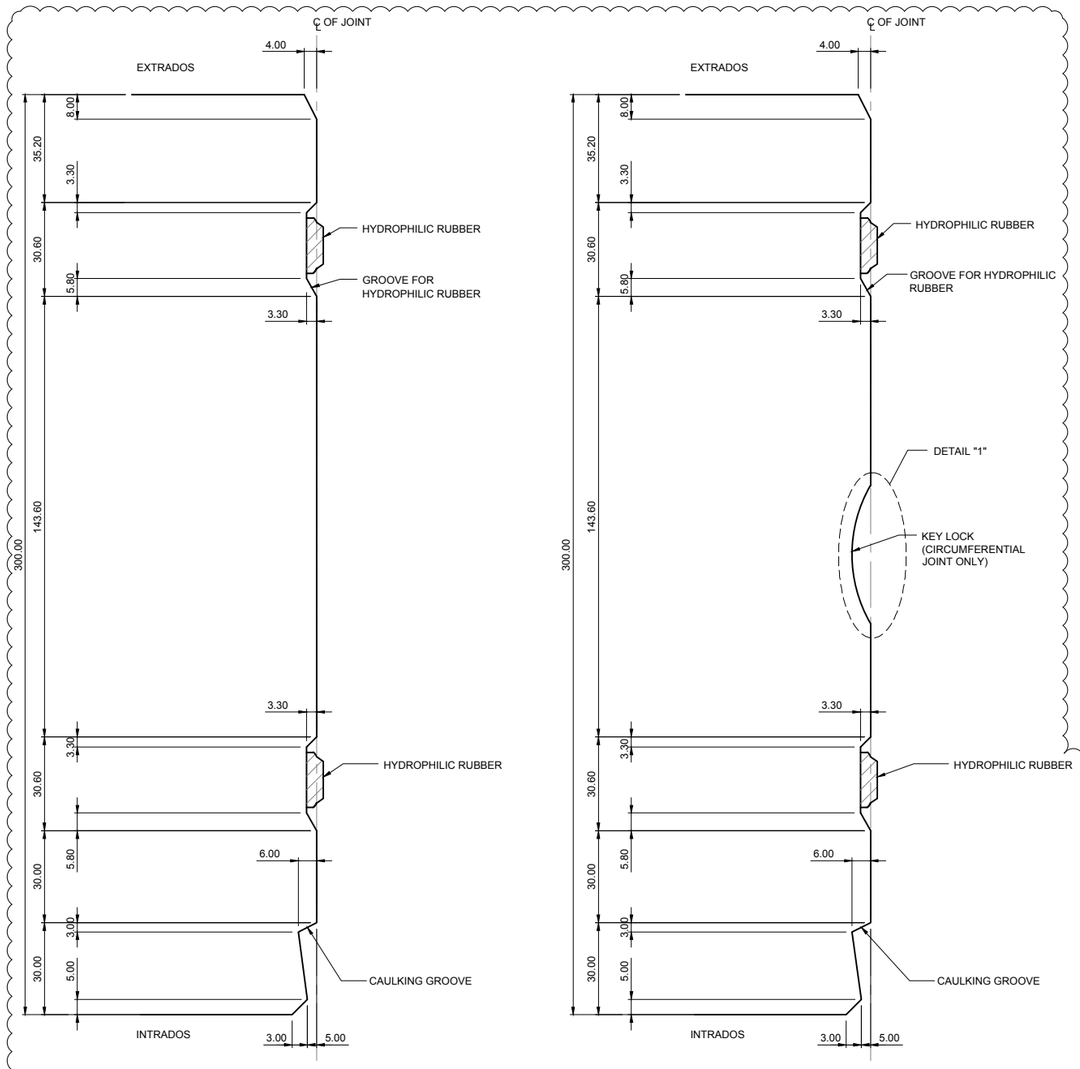
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 30 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

TITLE TÊN BẢN VẼ:
BORED TUNNEL
SEGMENTAL LINING
GENERAL ARRANGEMENT OF JOINT
(SHEET 1 OF 2)

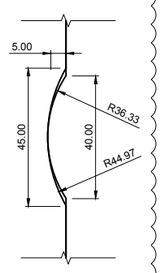
DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00044
REV./BẢN: C

P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00044C.dwg 2016-07-06 18:13 CHENL



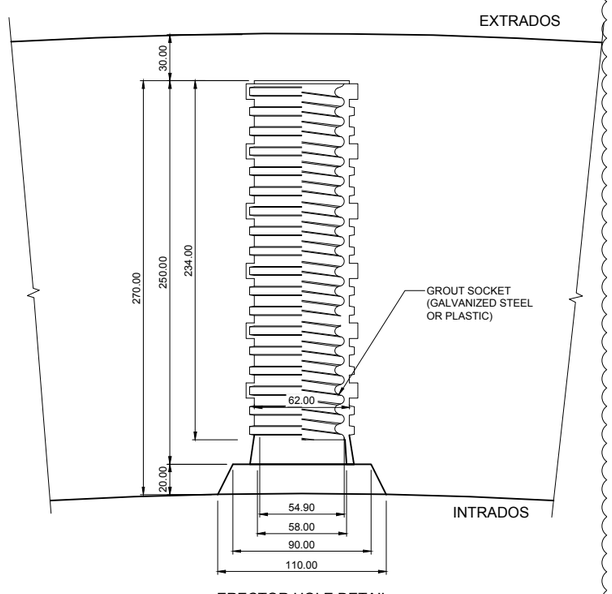
RADIAL JOINT DETAIL
(JOINT SYMMETRICAL ABOUT CENTERLINE)
SCALE 1:1 (A1)
SCALE 1:2 (A3)

CIRCUMFERENTIAL JOINT DETAIL
(JOINT SYMMETRICAL ABOUT CENTERLINE)
SCALE 1:1 (A1)
SCALE 1:2 (A3)

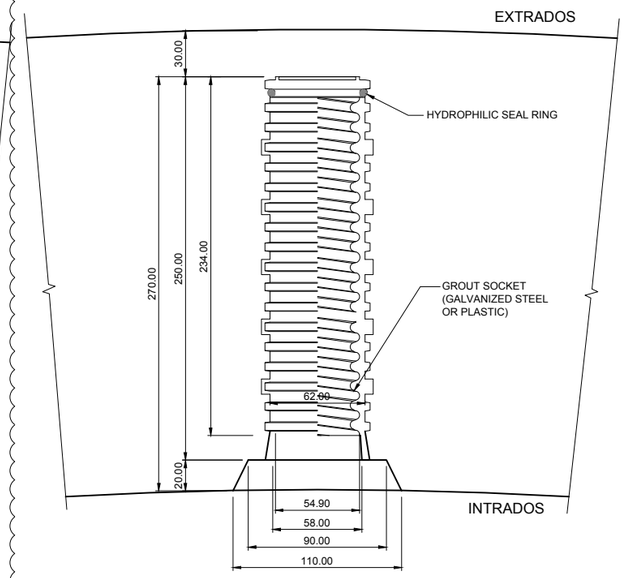


DETAIL "1"
SCALE 1:1 (A1)
SCALE 1:2 (A3)

C

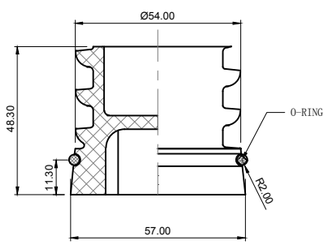


ERECTOR HOLE DETAIL
(FOR SEGMENT A1, A2, A3 & K)
SCALE 1:2 (A1)
SCALE 1:4 (A3)

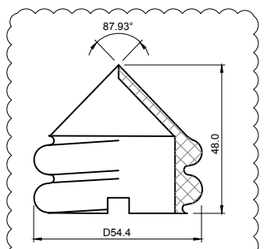


ERECTOR HOLE DETAIL
(FOR SEGMENT B1 & B2)
SCALE 1:2 (A1)
SCALE 1:4 (A3)

C



PLUG OF ERECTOR HOLE DETAIL
SCALE 1:1 (A1)
SCALE 1:2 (A3)



NON RETURN VALVE
(FOR SEGMENT B1 & B2)
SCALE 1:1 (A1)
SCALE 1:2 (A3)

C

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS UNLESS NOTED OTHERWISE.
2. ALL VIEWS ARE DEVELOPED VIEW INSTEAD OF PROJECTED VIEW.
3. MINIMUM CONCRETE CYLINDER GRADE TO BE 48MPa AT 28 DAYS.
4. ALL BOLTS SHALL BE GRADE 8.8 UNLESS OTHERWISE STATED.
5. MINIMUM COVERS TO ALL REINFORCEMENT BARS SHALL BE 40mm EXCEPT AT BOLT HOLE LOCATIONS WHERE NOMINAL COVER IS TO BE 25mm.
6. BOLTS AND WASHERS ARE TO BE TREATED BY DACROTIZED COATING.
7. ALL DIMENSIONS OF RADIAL JOINTS ARE FROM JOINT CENTER TO JOINT CENTER.
8. THE LOCATIONS OF THESE BOLTS ARE INDICATIVE ONLY FOR E&M PURPOSE. THE DETAILS OF THESE BOLTS WILL BE SUBMITTED SEPARATELY.
9. KEY LOCK WILL BE PROVIDED FOR CIRCUMFERENTIAL JOINT ONLY.

LEGEND:

HYDROPHILIC RUBBER

C

0 0.05 0.1 Metres
Scale 1:2

0 0.02 0.04 0.06 0.08 0.12 0.16 0.2 Metres
Scale 1:4

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
23 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN		
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

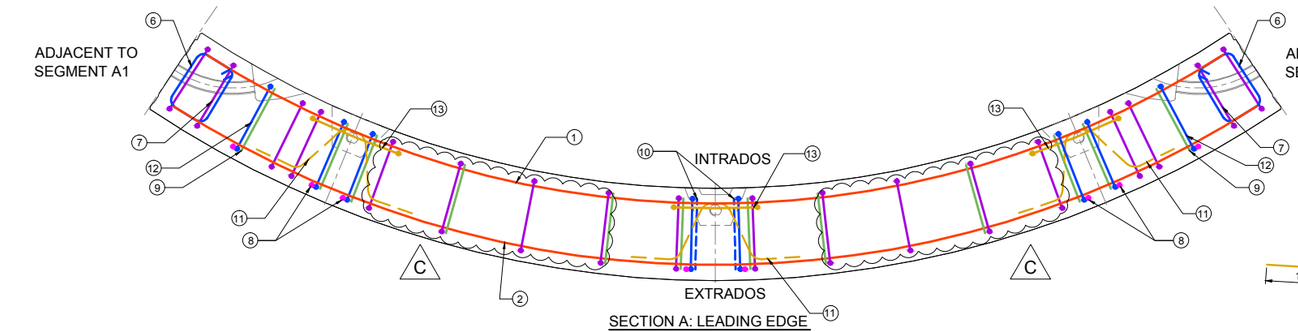
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 23 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

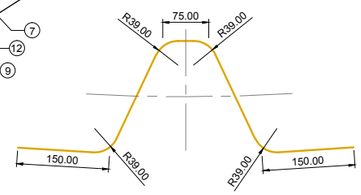
TITLE TÊN BẢN VẼ: BORED TUNNEL
SEGMENTAL LINING
GENERAL ARRANGEMENT OF JOINT
(SHEET 2 OF 2)

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00045
REV./BẢN: C

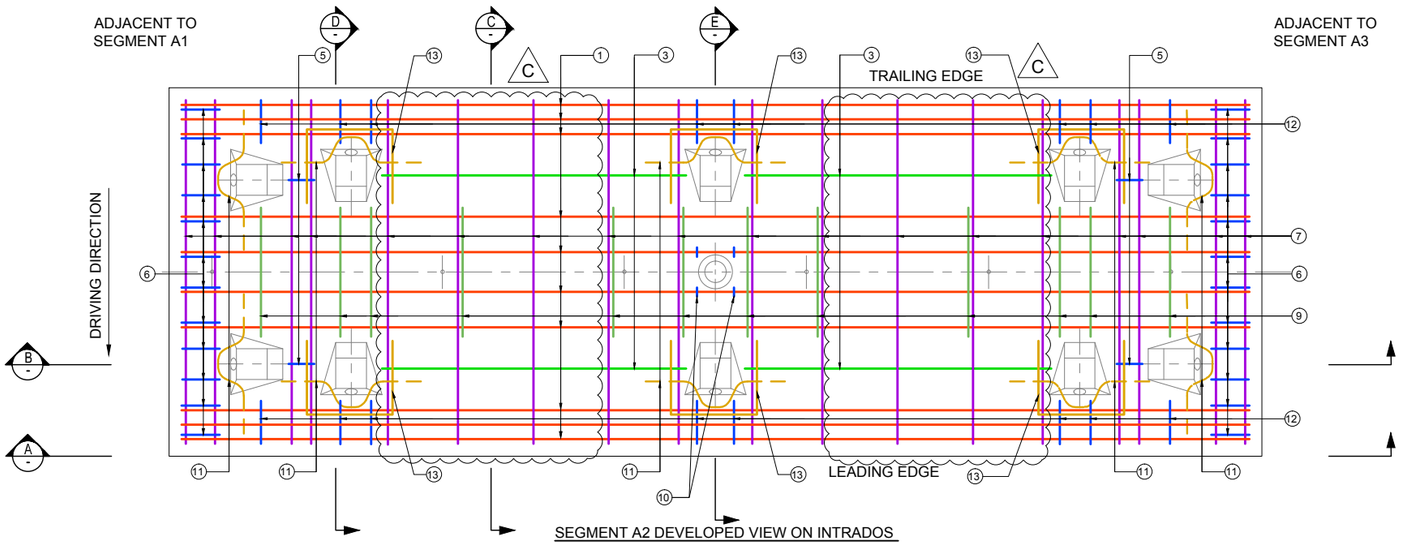
P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00045C.dwg 2016-07-06 18:13 CHENL



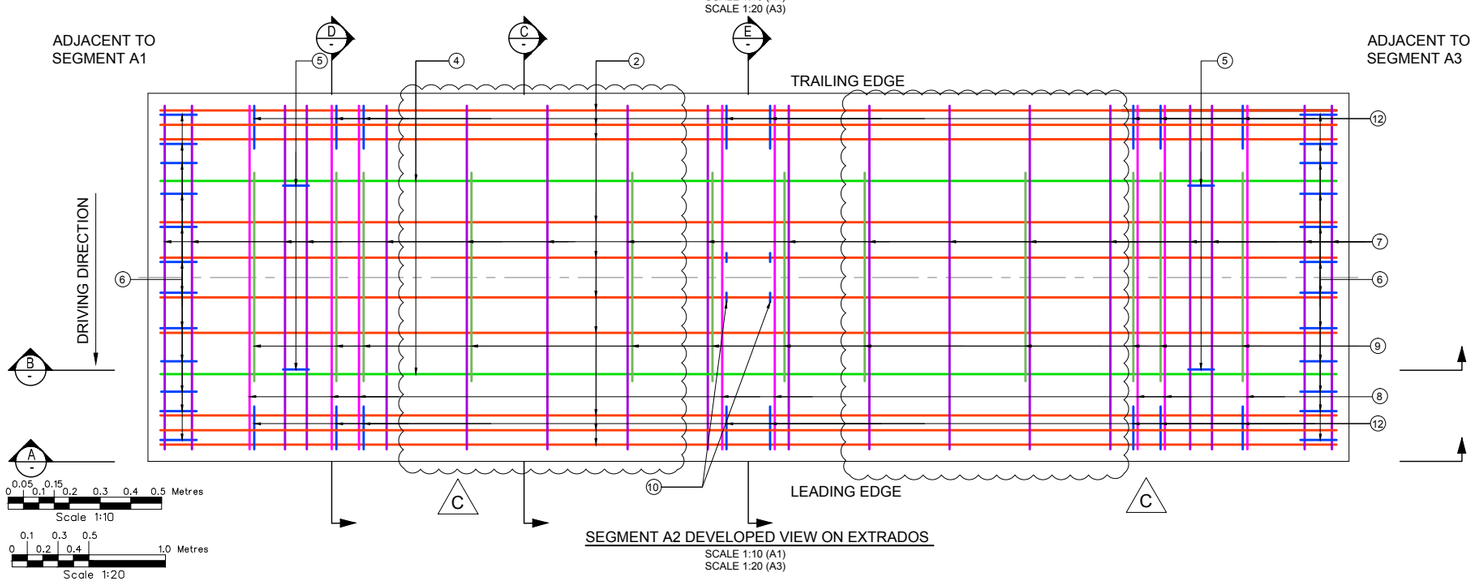
SECTION A: LEADING EDGE
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



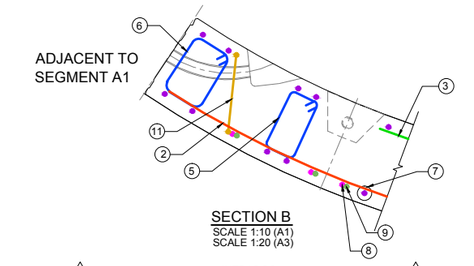
LOOP BAR DETAIL
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)



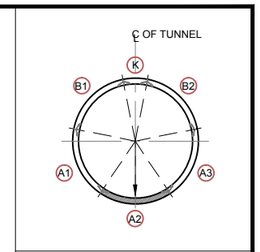
SEGMENT A2 DEVELOPED VIEW ON INTRADOS
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



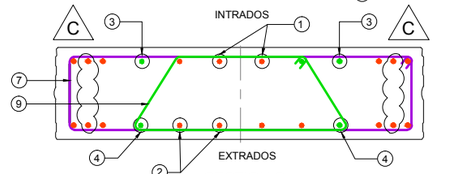
SEGMENT A2 DEVELOPED VIEW ON EXTRADOS
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



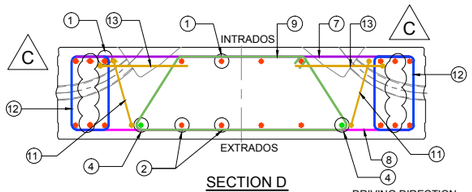
SECTION B
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



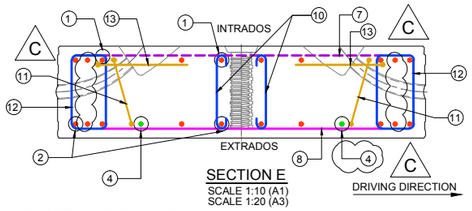
KEY PLAN



SECTION C
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION D
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION E
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)

REINFORCEMENT TABLE

TYPE		REINFORCEMENT	REMARKS	BAR SHAPE
BAR MARK	1	10D22	MAIN BAR	
	2	10D16 C	MAIN BAR	
	3	4D16	ADDITIONAL MAIN BAR	
	4	2D16	ADDITIONAL MAIN BAR	
	5	4D10	ADDITIONAL LINKS	
	6	12D14 (EF)	ANTI-BURSTING BAR	
	7	18D14 C	MAIN LINKS	
	8	8D10	MAIN LINKS	
	9	12D10 C	MAIN LINKS	
	10	4D10	ADDITIONAL LINKS	
	11	10D10 C	LOOP BAR	
	12	16D10	ANTI-BURSTING BAR	
	13	6D10 C	U-BAR	

NOTES:
1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS UNLESS NOTED OTHERWISE.
2. REINFORCEMENT CHARACTERISTIC YIELD STRESS, f_{yk}=390N/mm. ²
3. MINIMUM CONCRETE CYLINDER GRADE TO BE 48MPa AT 28 DAYS.
4. ALL BOLTS SHALL BE GRADE 8.8 UNLESS OTHERWISE STATED.
5. MINIMUM COVERS TO ALL REINFORCEMENT BARS SHALL BE 40mm EXCEPT AT BOLT HOLE LOCATIONS WHERE NOMINAL COVER IS TO BE 25mm.
6. ALL DIMENSIONS OF RADIAL JOINTS ARE FROM JOINT CENTER TO JOINT CENTER.
7. MAXIMUM SPACING BETWEEN MAIN REINFORCEMENT SHALL NOT BE GREATER THAN 135mm. C

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
23 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

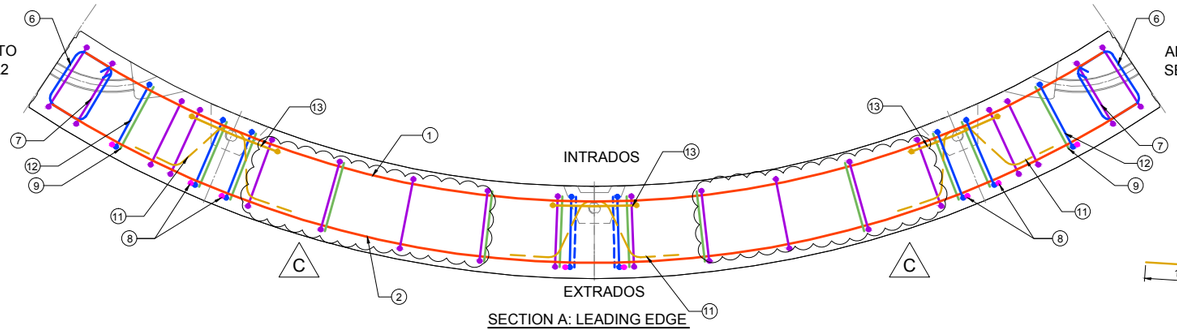
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 23 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

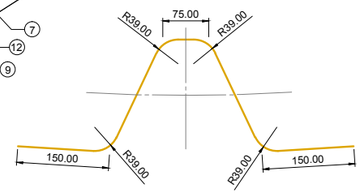
TITLE TÊN BẢN VẼ:
BORED TUNNEL
SEGMENTAL LINING
STRAIGHT RING
REINFORCEMENT DETAILS OF SEGMENT A2

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00050
REV./BẢN: C

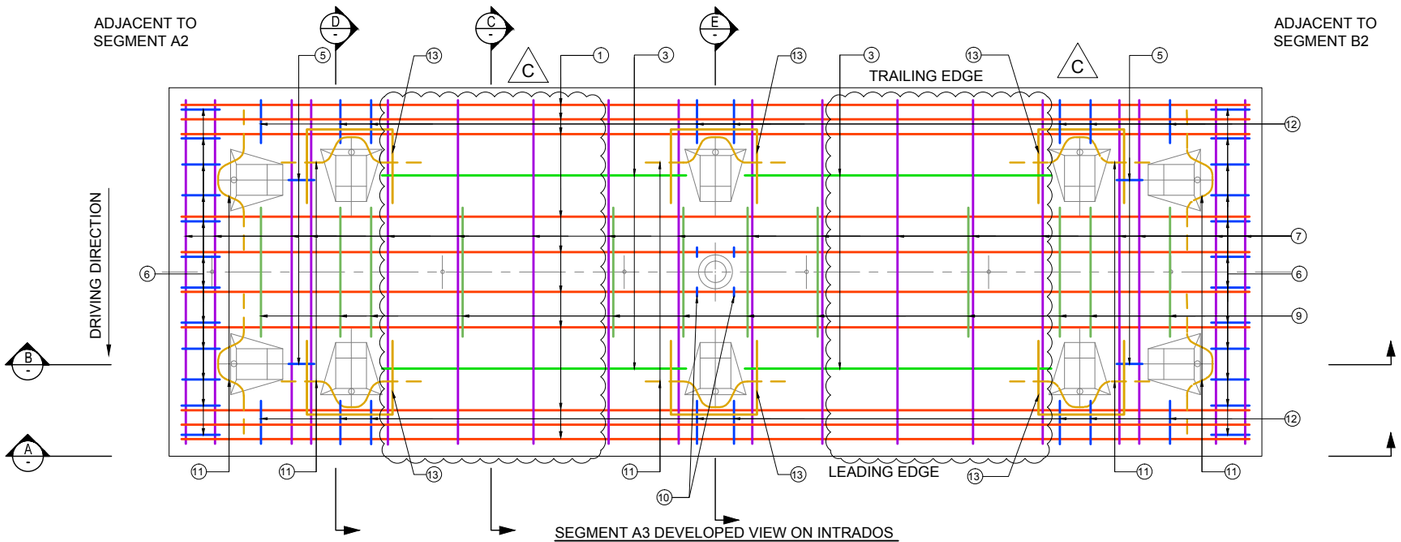
P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00050C.dwg 2016-07-06 18:14 CHENL



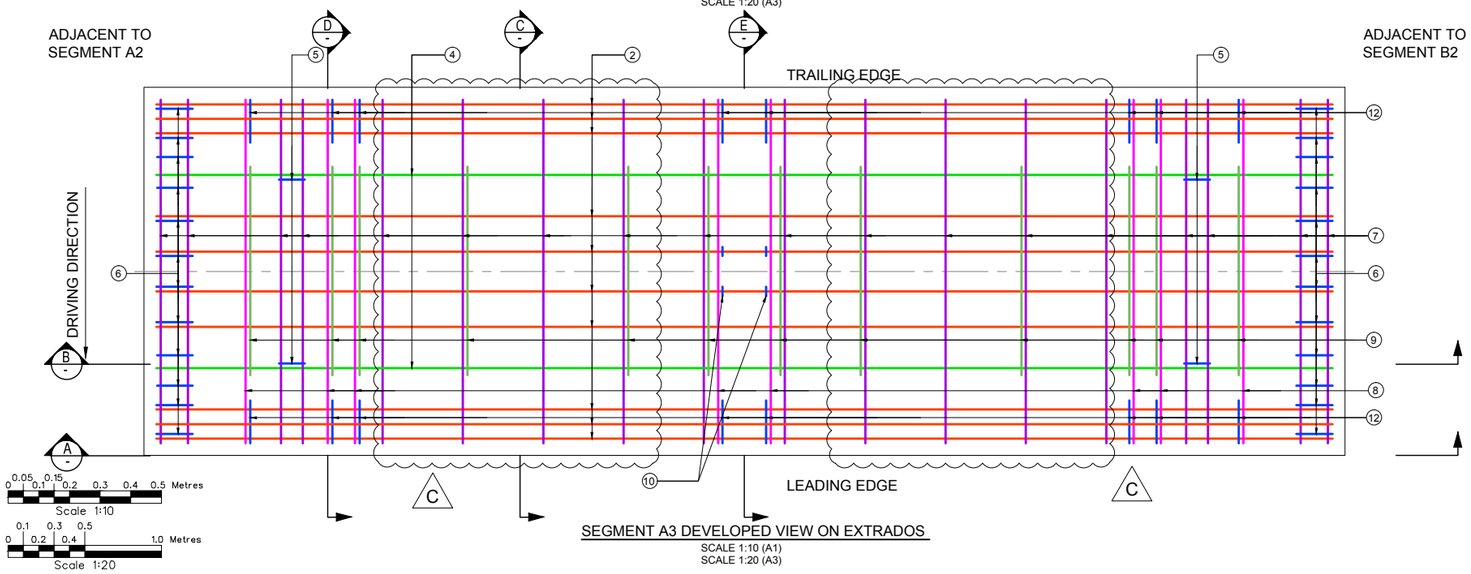
SECTION A: LEADING EDGE
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



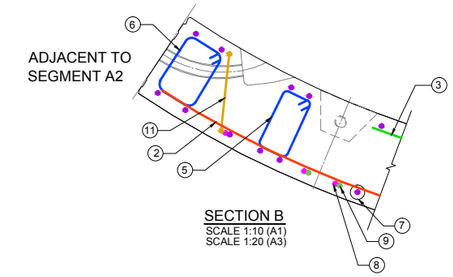
LOOP BAR DETAIL
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)



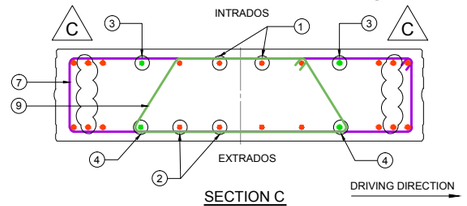
SEGMENT A3 DEVELOPED VIEW ON INTRADOS
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



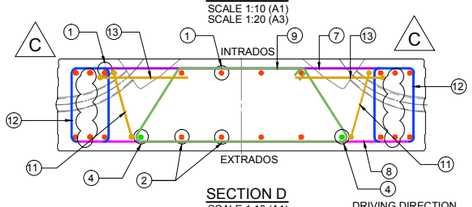
SEGMENT A3 DEVELOPED VIEW ON EXTRADOS
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



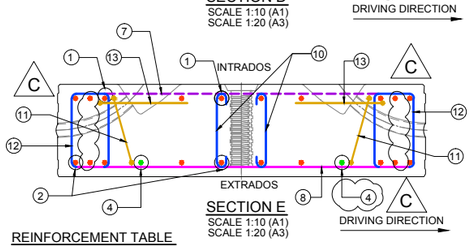
SECTION B
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



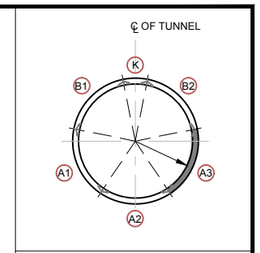
SECTION C
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION D
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION E
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



KEY PLAN

REINFORCEMENT TABLE

TYPE		REINFORCEMENT	REMARKS	BAR SHAPE
BAR MARK	1	10D22	MAIN BAR	
	2	10D16 C	MAIN BAR	
	3	4D16	ADDITIONAL MAIN BAR	
	4	2D16	ADDITIONAL MAIN BAR	
	5	4D10	ADDITIONAL LINKS	
	6	12D14 (EF)	ANTI-BURSTING BAR	
	7	18D14 C	MAIN LINKS	
	8	8D10	MAIN LINKS	
	9	12D10 C	MAIN LINKS	
	10	4D10	ADDITIONAL LINKS	
	11	10D10 C	LOOP BAR	
	12	16D10	ANTI-BURSTING BAR	
	13	6D10 C	U-BAR	

NOTES:
1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS UNLESS NOTED OTHERWISE.
2. REINFORCEMENT CHARACTERISTIC YIELD STRESS, f $_{yk}$=390N/mm. ^{2}
3. MINIMUM CONCRETE CYLINDER GRADE TO BE 48MPa AT 28 DAYS.
4. ALL BOLTS SHALL BE GRADE 8.8 UNLESS OTHERWISE STATED.
5. MINIMUM COVERS TO ALL REINFORCEMENT BARS SHALL BE 40mm EXCEPT AT BOLT HOLE LOCATIONS WHERE NOMINAL COVER IS TO BE 25mm.
6. ALL DIMENSIONS OF RADIAL JOINTS ARE FROM JOINT CENTER TO JOINT CENTER.
7. MAXIMUM SPACING BETWEEN MAIN REINFORCEMENT SHALL NOT BE GREATER THAN 135mm. C

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
23 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION
SHMZ MAEDA

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

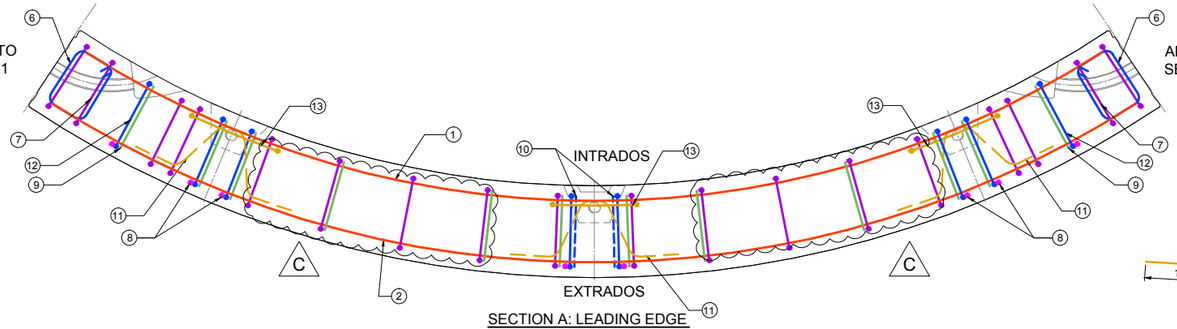
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 23 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

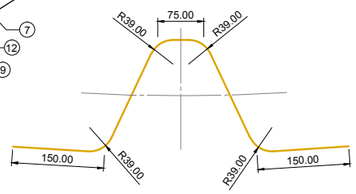
TITLE TÊN BẢN VẼ:
BORED TUNNEL
SEGMENTAL LINING
STRAIGHT RING
REINFORCEMENT DETAILS OF SEGMENT A3

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00051
REV./BẢN: C

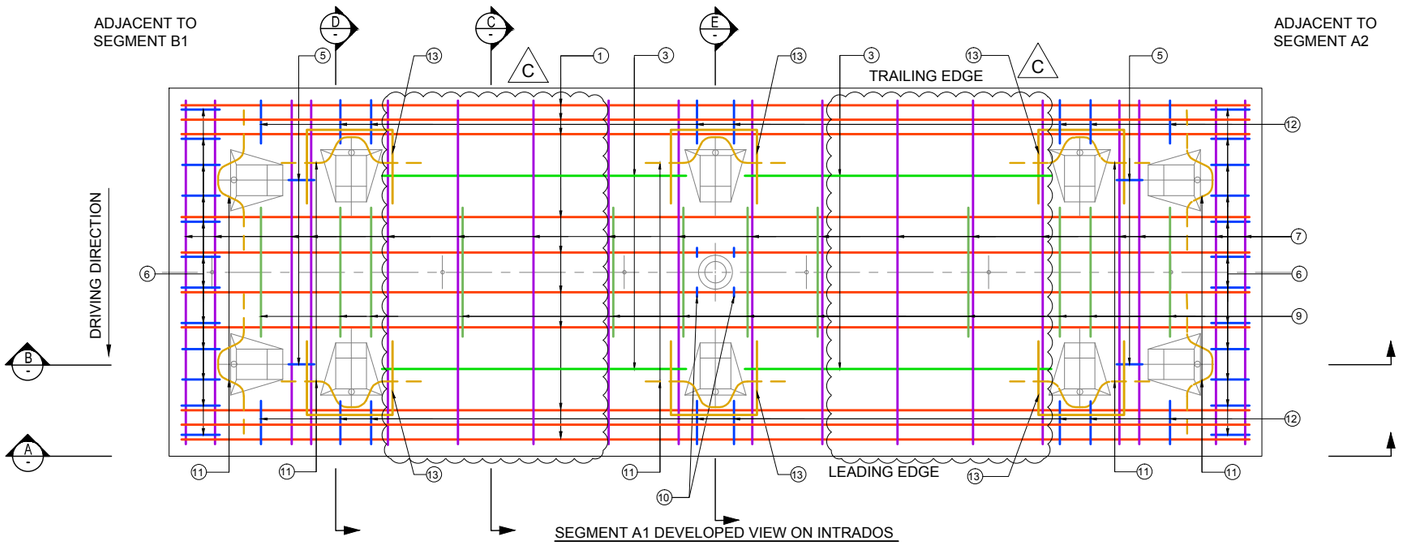
P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00051C.dwg 2016-07-06 18:14 CHENL



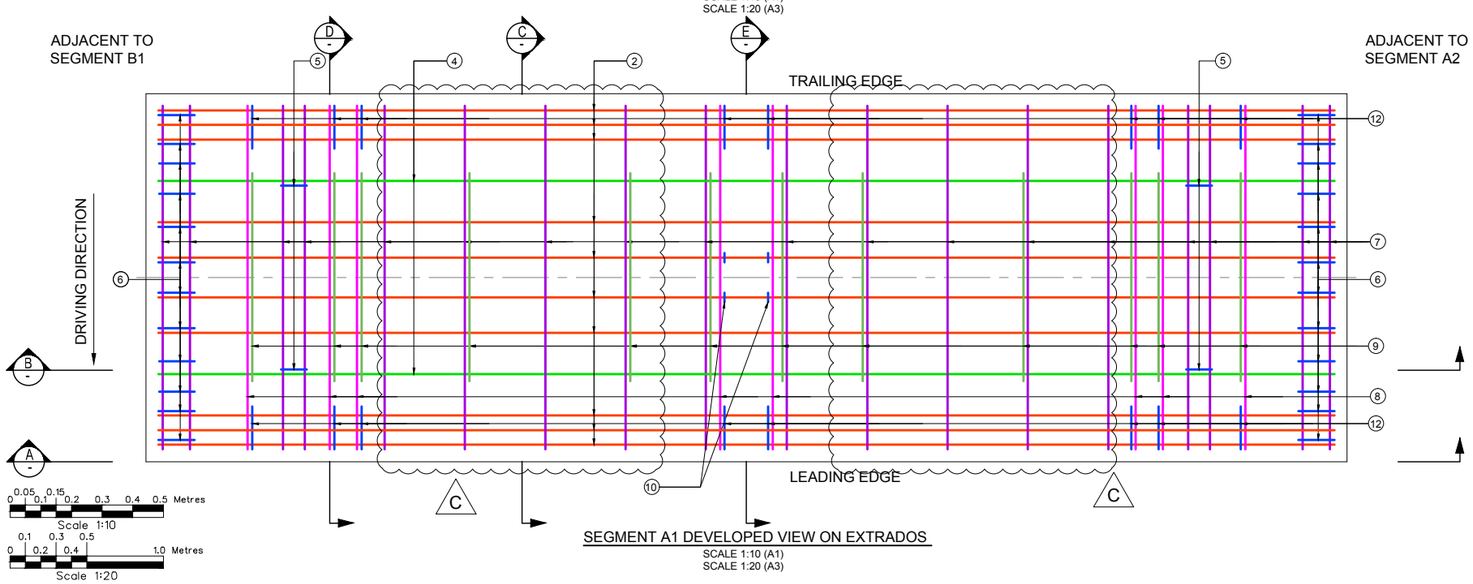
SECTION A: LEADING EDGE
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



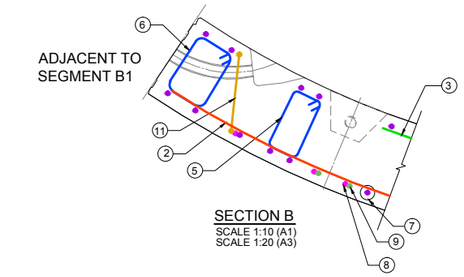
LOOP BAR DETAIL
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)



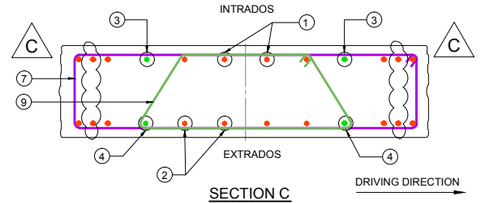
SEGMENT A1 DEVELOPED VIEW ON INTRADOS
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



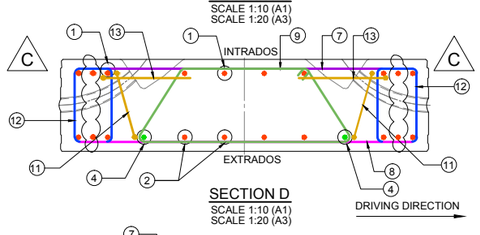
SEGMENT A1 DEVELOPED VIEW ON EXTRADOS
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



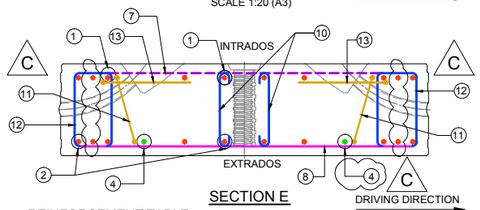
SECTION B
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



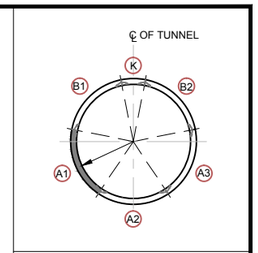
SECTION C
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION D
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION E



KEY PLAN

REINFORCEMENT TABLE

TYPE		REINFORCEMENT	REMARKS	BAR SHAPE
BAR MARK	1	10D22	MAIN BAR	
	2	10D16 C	MAIN BAR	
	3	4D16	ADDITIONAL MAIN BAR	
	4	2D16	ADDITIONAL MAIN BAR	
	5	4D10	ADDITIONAL LINKS	
	6	12D14 (EF)	ANTI-BURSTING BAR	
	7	18D14 C	MAIN LINKS	
	8	8D10	MAIN LINKS	
	9	12D10 C	MAIN LINKS	
	10	4D10	ADDITIONAL LINKS	
	11	10D10 C	LOOP BAR	
	12	16D10	ANTI-BURSTING BAR	
	13	6D10 C	U-BAR	

NOTES:
1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS UNLESS NOTED OTHERWISE.
2. REINFORCEMENT CHARACTERISTIC YIELD STRESS, f_y=390N/mm.^{2}
3. MINIMUM CONCRETE CYLINDER GRADE TO BE 48MPa AT 28 DAYS.
4. ALL BOLTS SHALL BE GRADE 8.8 UNLESS OTHERWISE STATED.
5. MINIMUM COVERS TO ALL REINFORCEMENT BARS SHALL BE 40mm EXCEPT AT BOLT HOLE LOCATIONS WHERE NOMINAL COVER IS TO BE 25mm.
6. ALL DIMENSIONS OF RADIAL JOINTS ARE FROM JOINT CENTER TO JOINT CENTER.
7. MAXIMUM SPACING BETWEEN MAIN REINFORCEMENT SHALL NOT BE GREATER THAN 135mm. C

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
23 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION
SHMZ MAEDA

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

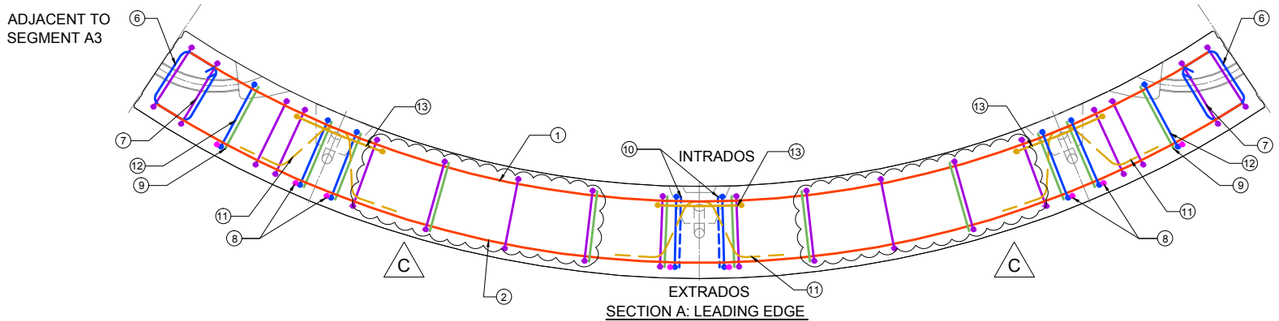
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 23 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT / DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

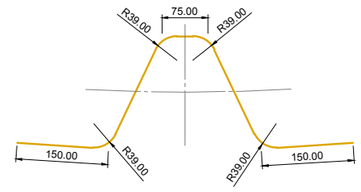
TITLE / TÊN BẢN VẼ:
BORED TUNNEL
SEGMENTAL LINING
STRAIGHT RING
REINFORCEMENT DETAILS OF SEGMENT A1

DRAWING NO / BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00052
REV. / BẢN: C

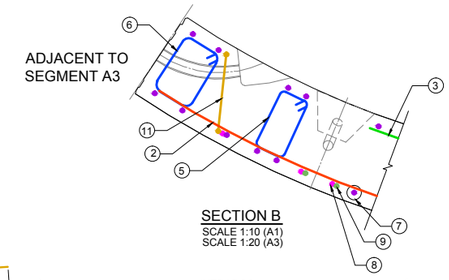
P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00052C.dwg 2016-07-06 18:14 CHENL



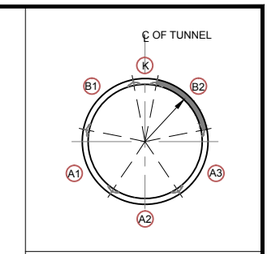
SECTION A: LEADING EDGE
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



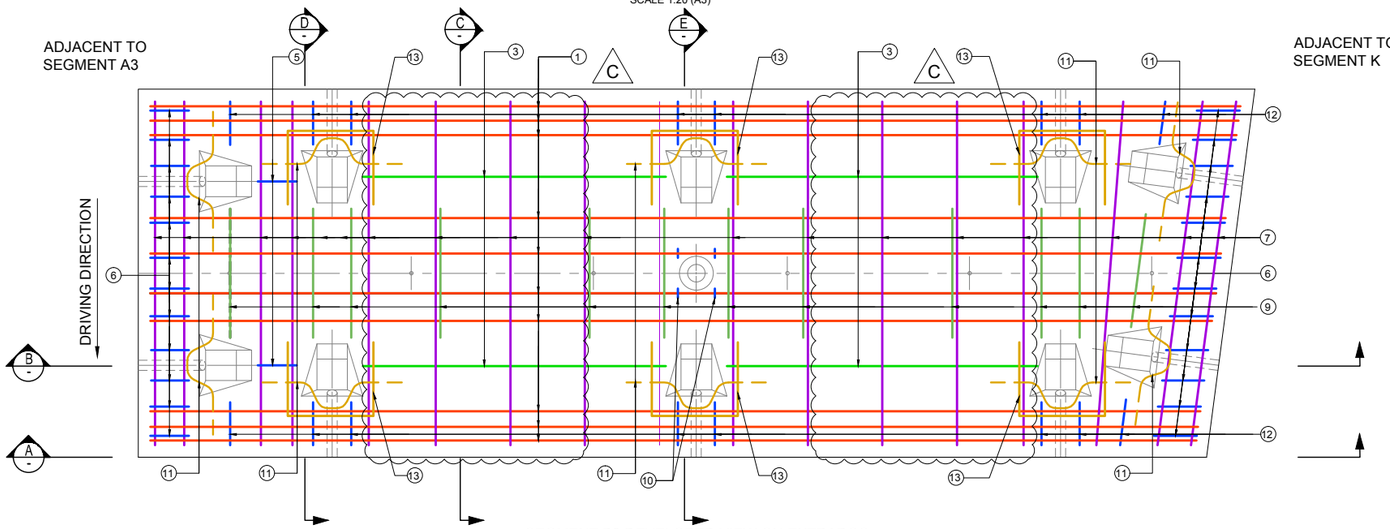
LOOP BAR DETAIL
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)



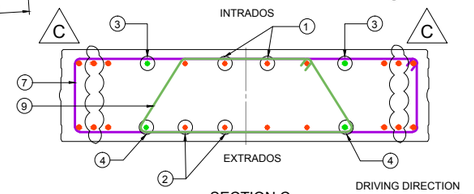
SECTION B
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



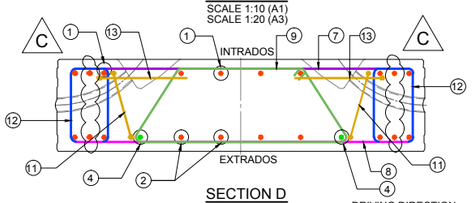
KEY PLAN



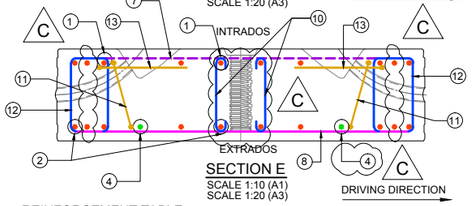
SEGMENT B2 DEVELOPED VIEW ON EXTRADOS
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



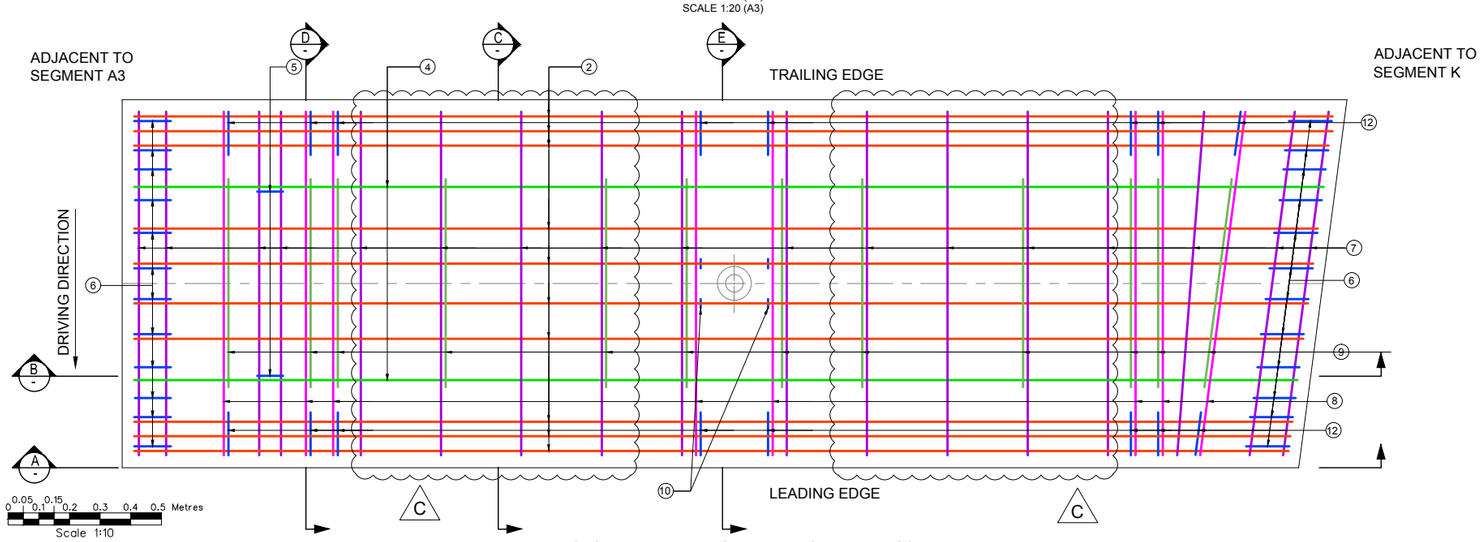
SECTION C
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION D
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION E
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SEGMENT B2 DEVELOPED VIEW ON EXTRADOS
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)

REINFORCEMENT TABLE

TYPE		REINFORCEMENT	REMARKS	BAR SHAPE
BAR MARK	1	10D22	MAIN BAR	
	2	10D16 C	MAIN BAR	
	3	4D16	ADDITIONAL MAIN BAR	
	4	2D16	ADDITIONAL MAIN BAR	
	5	2D10	ADDITIONAL LINKS	
	6	12D14 (EF)	ANTI-BURSTING BAR	
	7	18D14 C	MAIN LINKS	
	8	8D10	MAIN LINKS	
	9	12D10 C	MAIN LINKS	
	10	4D10	ADDITIONAL LINKS	
	11	10D10 C	LOOP BAR	
	12	16D10	ANTI-BURSTING BAR	
	13	6D10 C	U-BAR	

NOTES:
1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS UNLESS NOTED OTHERWISE.
2. REINFORCEMENT CHARACTERISTIC YIELD STRESS, f_{yk}=390N/mm.
3. MINIMUM CONCRETE CYLINDER GRADE TO BE 48MPa AT 28 DAYS.
4. ALL BOLTS SHALL BE GRADE 8.8 UNLESS OTHERWISE STATED.
5. MINIMUM COVERS TO ALL REINFORCEMENT BARS SHALL BE 40mm EXCEPT AT BOLT HOLE LOCATIONS WHERE NOMINAL COVER IS TO BE 25mm.
6. ALL DIMENSIONS OF RADIAL JOINTS ARE FROM JOINT CENTER TO JOINT CENTER.
7. MAXIMUM SPACING BETWEEN MAIN REINFORCEMENT SHALL NOT BE GREATER THAN 135mm. C

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
23 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION
SHMZ MAEDA

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

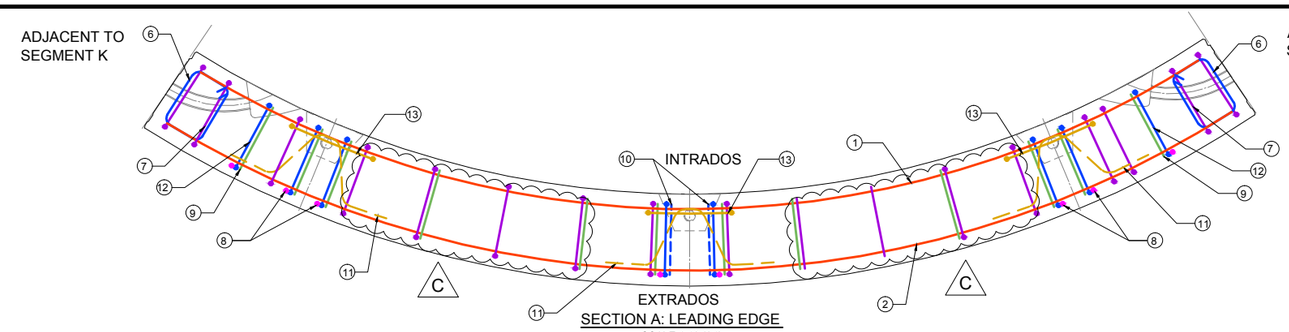
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 23 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

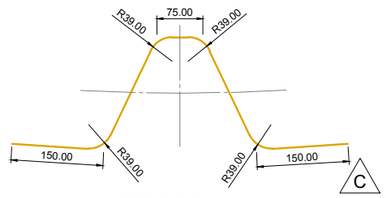
TITLE TÊN BẢN VẼ:
BORED TUNNEL
SEGMENTAL LINING
STRAIGHT RING
REINFORCEMENT DETAILS OF SEGMENT B2

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00053
REV./BẢN: C

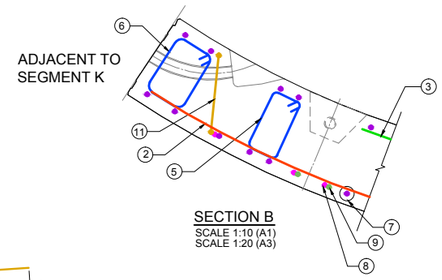
P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00053C.dwg 2016-07-06 18:15 CHENL



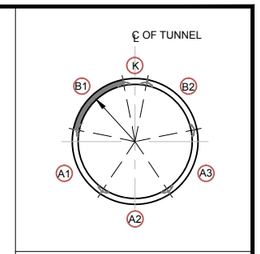
SECTION A: LEADING EDGE
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



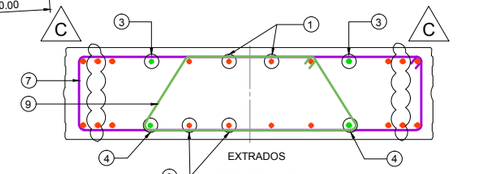
LOOP BAR DETAIL
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)



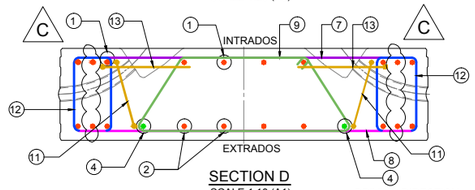
SECTION B
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



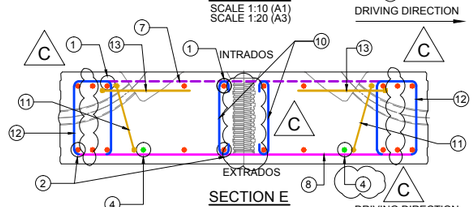
KEY PLAN



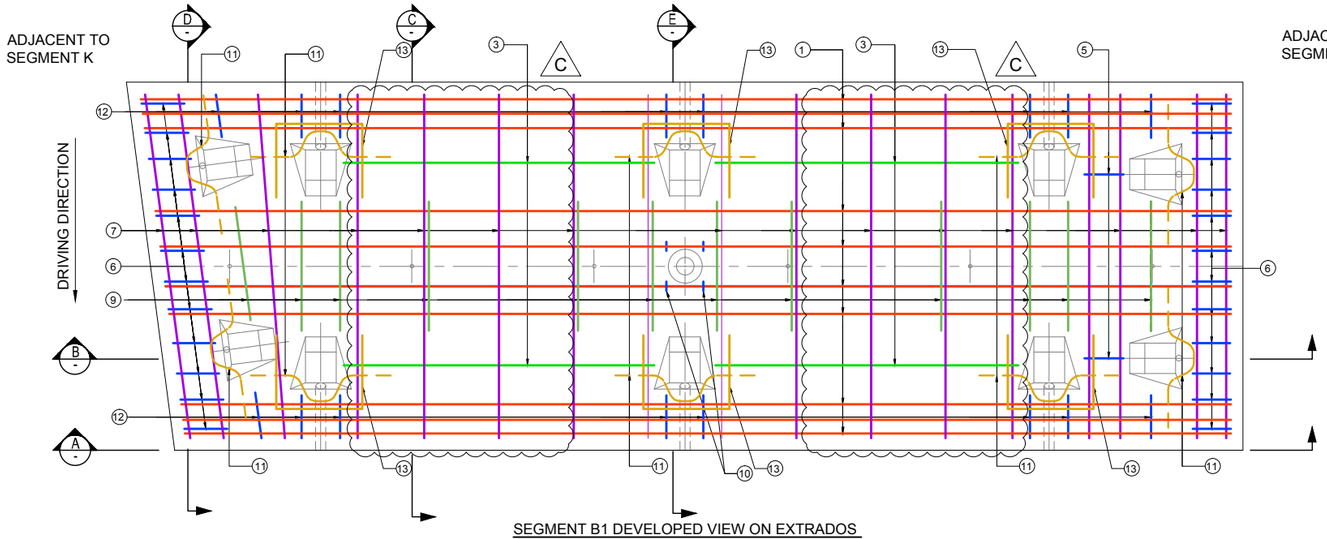
SECTION C
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



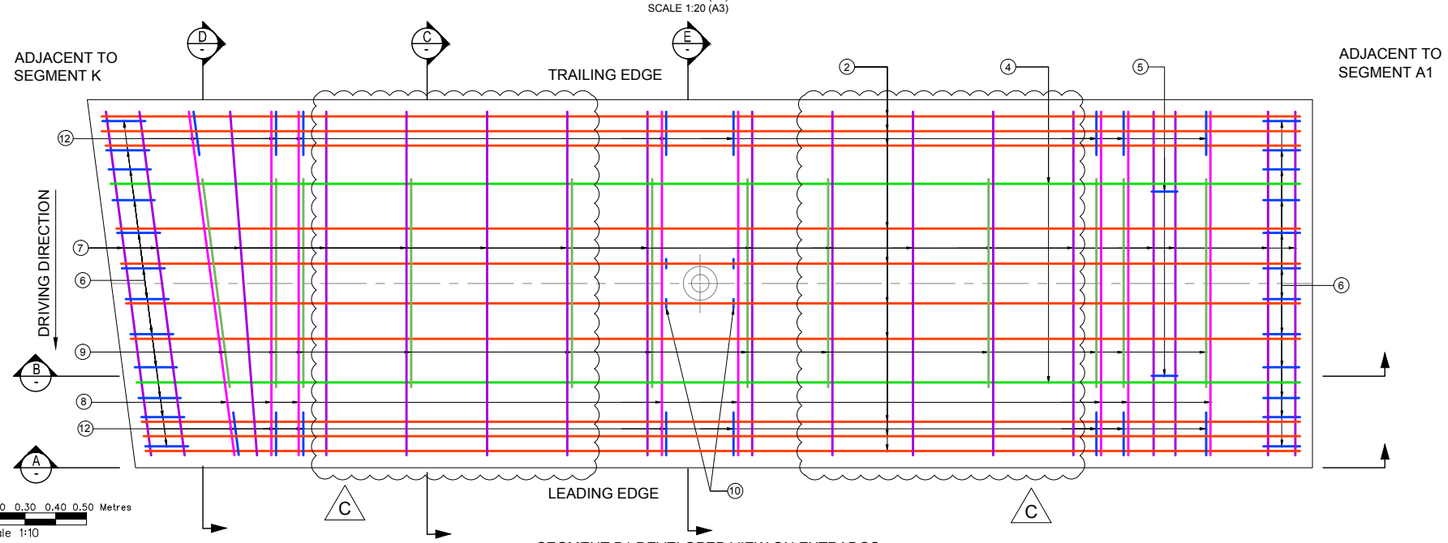
SECTION D
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION E
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SEGMENT B1 DEVELOPED VIEW ON EXTRADOS
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SEGMENT B1 DEVELOPED VIEW ON EXTRADOS
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)

REINFORCEMENT TABLE

TYPE		REINFORCEMENT	REMARKS	BAR SHAPE
BAR MARK	1	10D22	MAIN BAR	
	2	10D16 C	MAIN BAR	
	3	4D16	ADDITIONAL MAIN BAR	
	4	2D16	ADDITIONAL MAIN BAR	
	5	4D10	ADDITIONAL LINKS	
	6	12D14 (EF)	ANTI-BURSTING BAR	
	7	18D14 C	MAIN LINKS	
	8	8D10	MAIN LINKS	
	9	12D10 C	MAIN LINKS	
	10	4D10	ADDITIONAL LINKS	
	11	10D10 C	LOOP BAR	
	12	16D10	ANTI-BURSTING BAR	
	13	6D10 C	U-BAR	

NOTES:

1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS UNLESS NOTED OTHERWISE.
2. REINFORCEMENT CHARACTERISTIC YIELD STRESS, f_{yk}=390N/mm.^{2}
3. MINIMUM CONCRETE CYLINDER GRADE TO BE 48MPa AT 28 DAYS.
4. ALL BOLTS SHALL BE GRADE 8.8 UNLESS OTHERWISE STATED.
5. MINIMUM COVERS TO ALL REINFORCEMENT BARS SHALL BE 40mm EXCEPT AT BOLT HOLE LOCATIONS WHERE NOMINAL COVER IS TO BE 25mm.
6. ALL DIMENSIONS OF RADIAL JOINTS ARE FROM JOINT CENTER TO JOINT CENTER.
7. MAXIMUM SPACING BETWEEN MAIN REINFORCEMENT SHALL NOT BE GREATER THAN 135mm. C

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
23 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

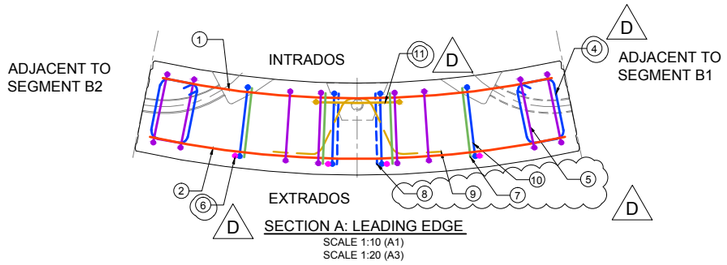
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 23 / 12 /2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

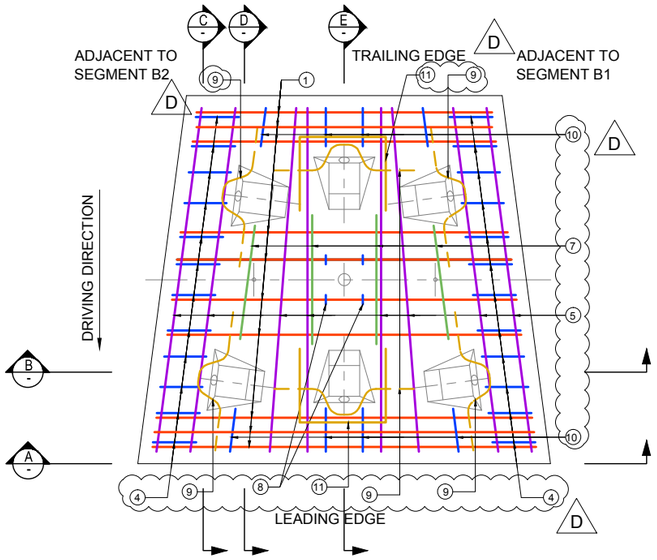
TITLE TÊN BẢN VẼ:
BORED TUNNEL
SEGMENTAL LINING
STRAIGHT RING
REINFORCEMENT DETAILS OF SEGMENT B1

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00054
REV./BẢN: C

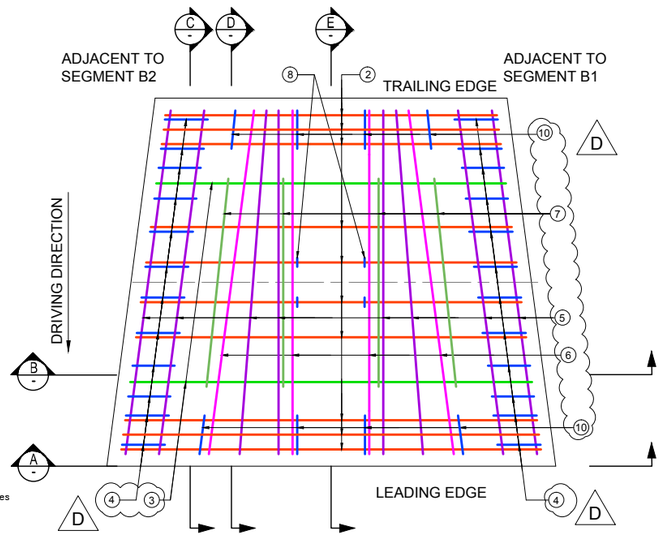
P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00054C.dwg 2016-07-06 18:15 CHENL



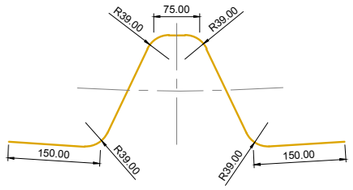
SECTION A: LEADING EDGE
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



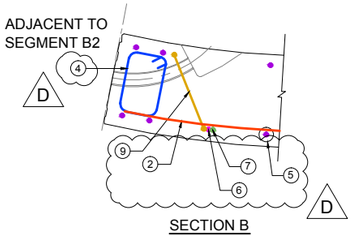
SEGMENT K DEVELOPED VIEW ON EXTRADOS
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



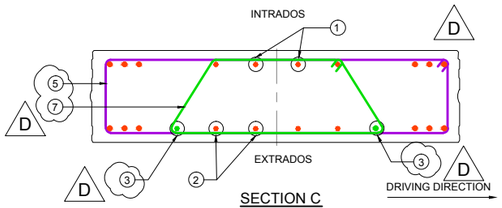
SEGMENT K DEVELOPED VIEW ON EXTRADOS
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



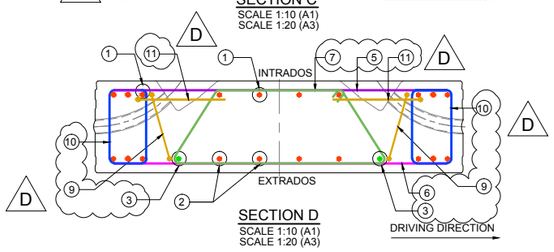
LOOP BAR DETAIL
SCALE 1:5 (A1)
SCALE 1:10 (A3)



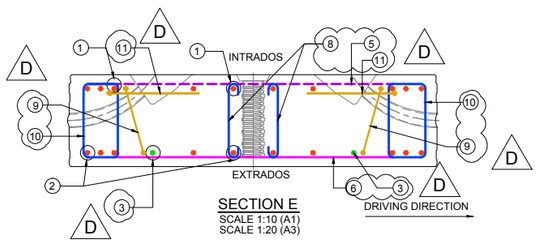
SECTION B
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



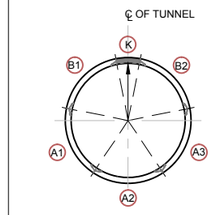
SECTION C
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION D
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



SECTION E
SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



KEY PLAN

REINFORCEMENT TABLE

TYPE		REINFORCEMENT	REMARKS	BAR SHAPE
BAR MARK	1	10D22	MAIN BAR	
	2	10D16	MAIN BAR	
	3	2D16	ADDITIONAL MAIN BAR	
	4	12D14 (EF)	ANTI-BURSTING BAR	
	5	8D14	MAIN LINKS	
	6	4D10	MAIN LINKS	
	7	4D10	MAIN LINKS	
	8	4D10	ADDITIONAL LINKS	
	9	6D10	LOOP BAR	
	10	8D10	ANTI-BURSTING BAR	
	11	2D10	U-BAR	

NOTES:
1. ALL DIMENSIONS ARE IN MILLIMETERS UNLESS NOTED OTHERWISE.
2. REINFORCEMENT CHARACTERISTIC YIELD STRESS, f =390N/mm.²
3. MINIMUM CONCRETE CYLINDER GRADE TO BE 48MPa AT 28 DAYS.
4. ALL BOLTS SHALL BE GRADE 8.8 UNLESS OTHERWISE STATED.
5. MINIMUM COVERS TO ALL REINFORCEMENT BARS SHALL BE 40mm EXCEPT AT BOLT HOLE LOCATIONS WHERE NOMINAL COVER IS TO BE 25mm.
6. ALL DIMENSIONS OF RADIAL JOINTS ARE FROM JOINT CENTER TO JOINT CENTER.
7. MAXIMUM SPACING BETWEEN MAIN REINFORCEMENT SHALL NOT BE GREATER THAN 135mm.

0 0.05 0.1 0.15 0.2 0.3 0.4 0.5 Metres
Scale 1:10

0 0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 1.0 Metres
Scale 1:20

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
23 OCT 2015	B	SECOND SUBMISSION	
23 DEC 2015	C	THIRD SUBMISSION	
05 APR 2016	D	FORTH SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 05 / 04 /2016
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

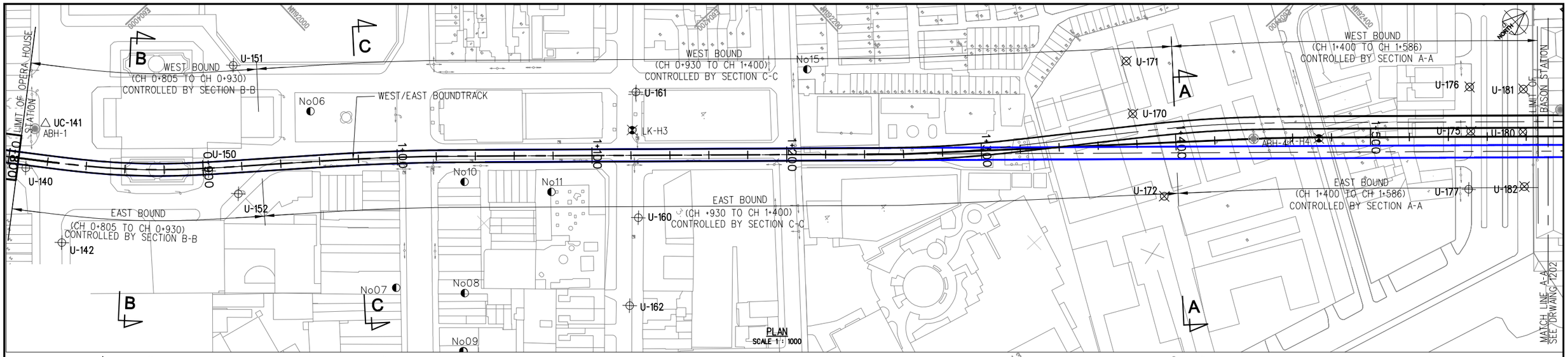
PROJECT / DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

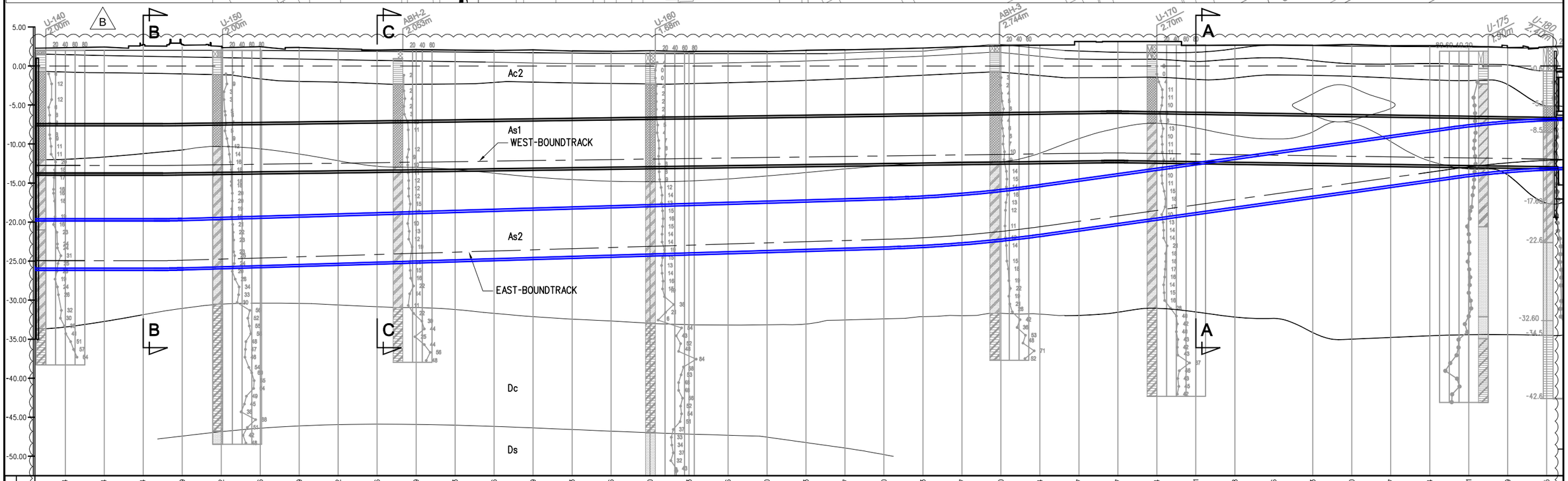
TITLE / TÊN BẢN VẼ:
BORED TUNNEL
SEGMENTAL LINING
STRAIGHT RING
REINFORCEMENT DETAILS OF SEGMENT K

DRAWING NO / BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00055
REV. / BẢN: D

P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00055D.dwg 2016-07-06 18:15 CHENL

Reference Drawings





VERTICAL SCALE:1/1000
HORIZONTAL SCALE:1/4000

LEGEND:

RL = RAIL LEVEL
WBT = WEST-BOUNDTRACK
EBT = EAST-BOUNDTRACK
EGL = EXISTING GROUND LEVEL
CH = CHAINAGE

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
26 JUN 2015	A	FIRST SUBMISSION	
30 DEC 2015	B	SECOND SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

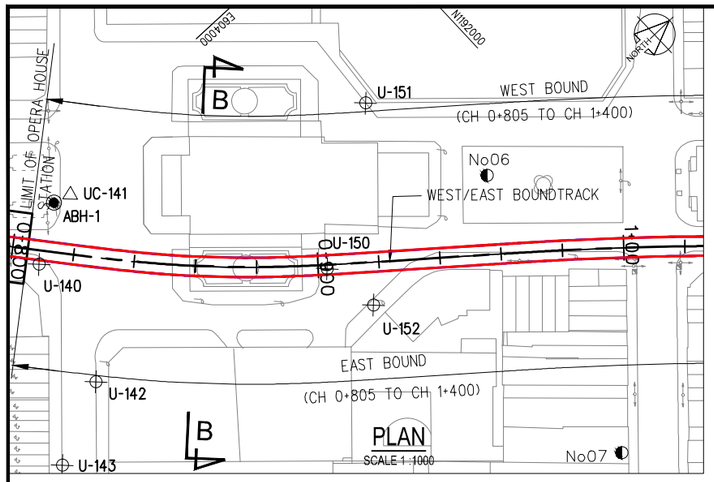
PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

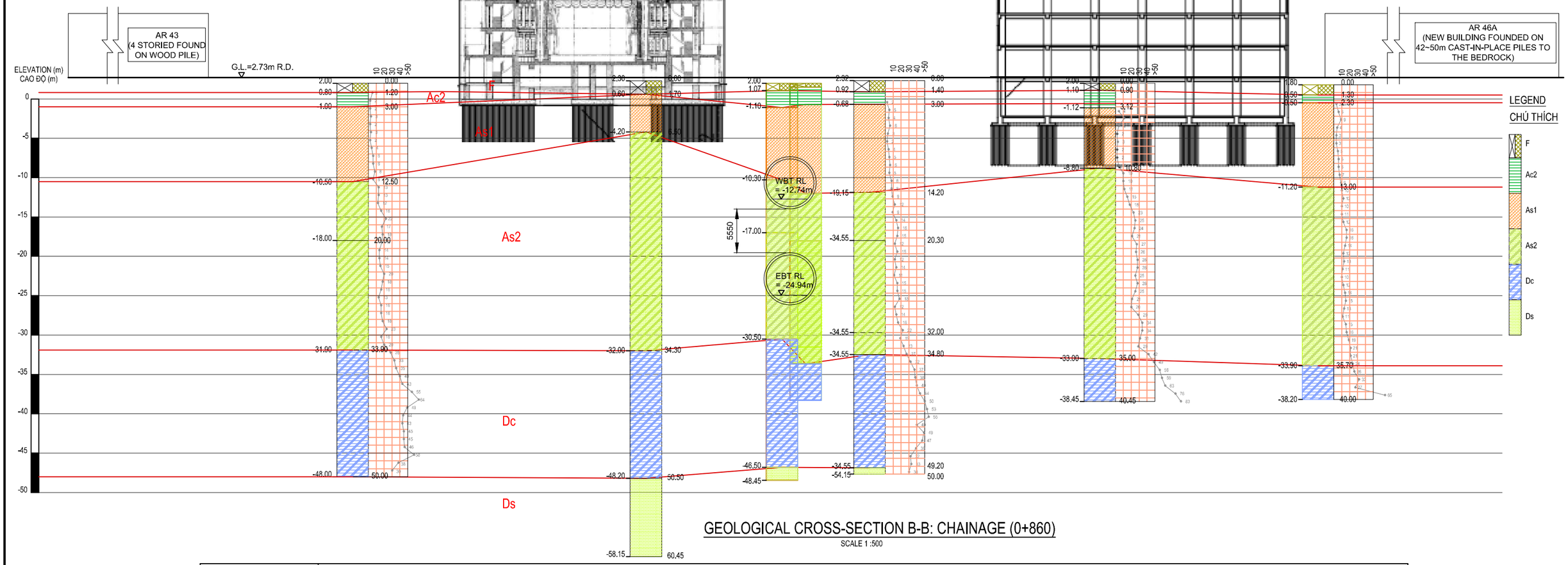
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 30 / 12 / 2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

TITLE TÊN BẢN VẼ:
BORED TUNNEL
SEGMENTAL LINING
STRAIGHT RING
LOCATION OF DESIGN SECTIONS

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00056
REV. B





GEOLOGICAL CROSS-SECTION B-B: CHAINAGE (0+860)

SCALE 1 :500

BOREHOLE NAME TÊN HỐ KHOAN	U-151 (OFFEST=52.95m)		ABH-1 (OFFEST=-47.25m)	U-150 (OFFEST=42.98m)	U-140 (OFFEST=-51.06m)	U-152(OFFEST=58.67m)		U-142 (OFFEST=-30.69m)		U-143 (OFFEST=-40.37m)
ELEVATION (m) CAO ĐỘ (m)	2.00		2.30	2.00	2.00	2.32		2.00		1.80
DISTANCE (m) KHOẢNG CÁCH (m)		37.27	17.30	3.73	8.41	29.26		27.76		

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
23 OCT 2015	A	FIRST SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

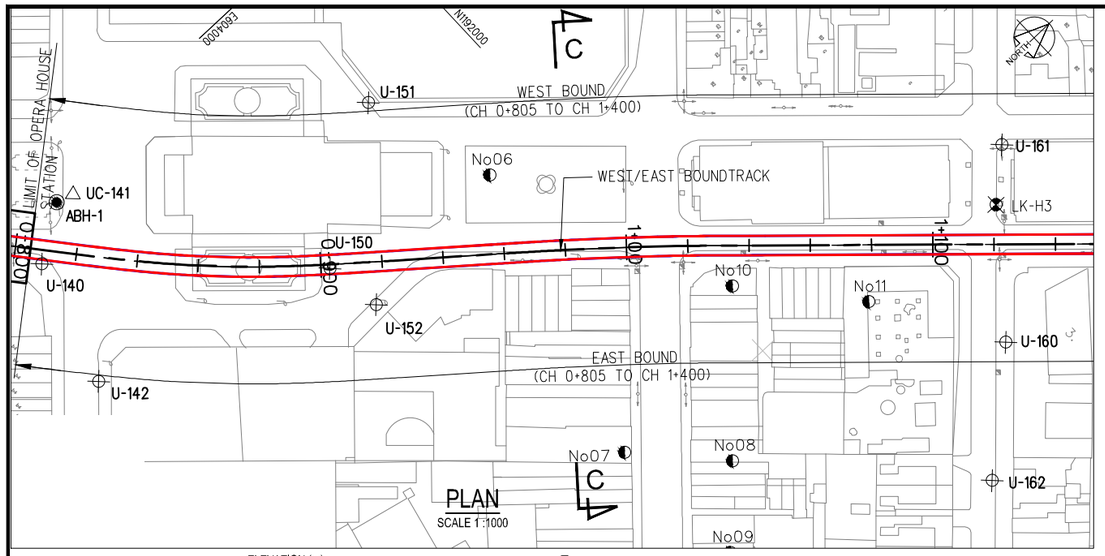
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 23 / 10 / 2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

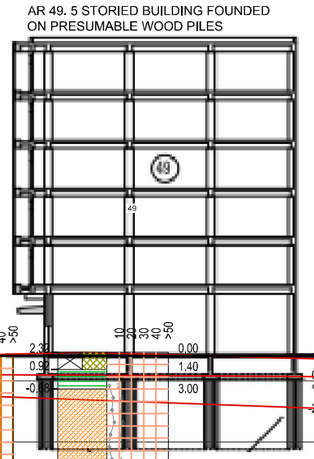
PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

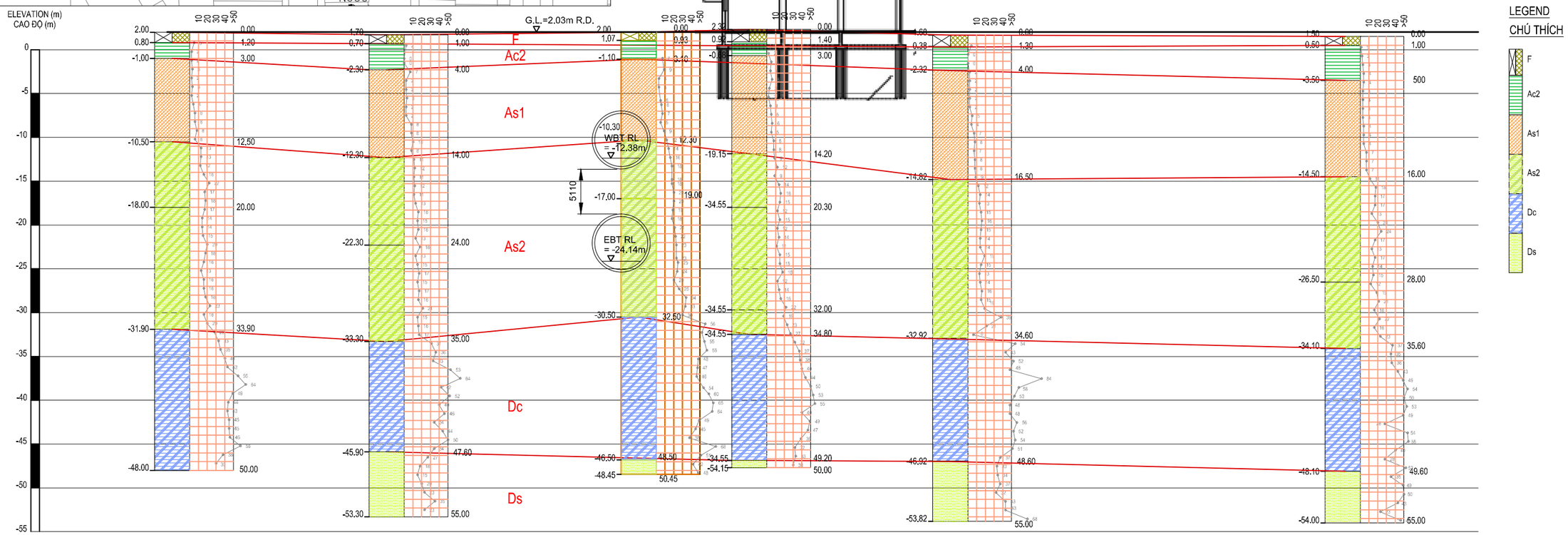
TITLE TÊN BẢN VẼ: BORED TUNNEL
GEOLOGICAL CROSS SECTION B-B
AT CHAINAGE 0+860
(U-140, U-141, U-142, U-150, U-151, U-152)

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00057
REV./BẢN: A

P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00057A.dwg 2016-07-06 19:58 CHENL







GEOLOGICAL CROSS-SECTION C-C: CHAINAGE (0+980)

SCALE 1 :500

BOREHOLE NAME TÊN HỐ KHOAN	U-151 (OFFSET = -61.72)		U-161 (OFFSET = 144.11)		U-150 (OFFSET = -77.06)	U-152 (OFFSET = -62.55)		U-160 (OFFSET = 141.99)		U-162 (OFFSET = 135.20)
ELEVATION (m) CAO ĐỘ (m)	2.00		1.70		2.00	2.32		1.68		1.50
DISTANCE (m) KHOẢNG CÁCH (m)		24.51		28.80		12.63	22.98		44.83	

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
23 OCT 2015	A	FIRST SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION
SHMZ MAEDA

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

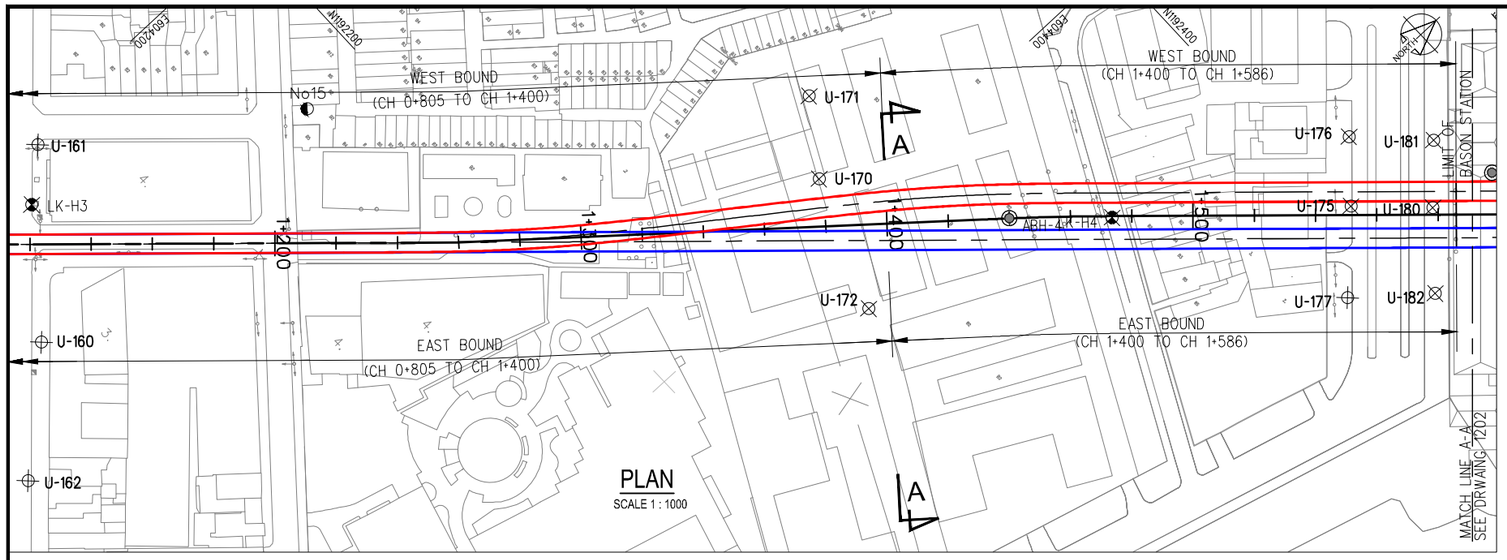
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 23 / 10 / 2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

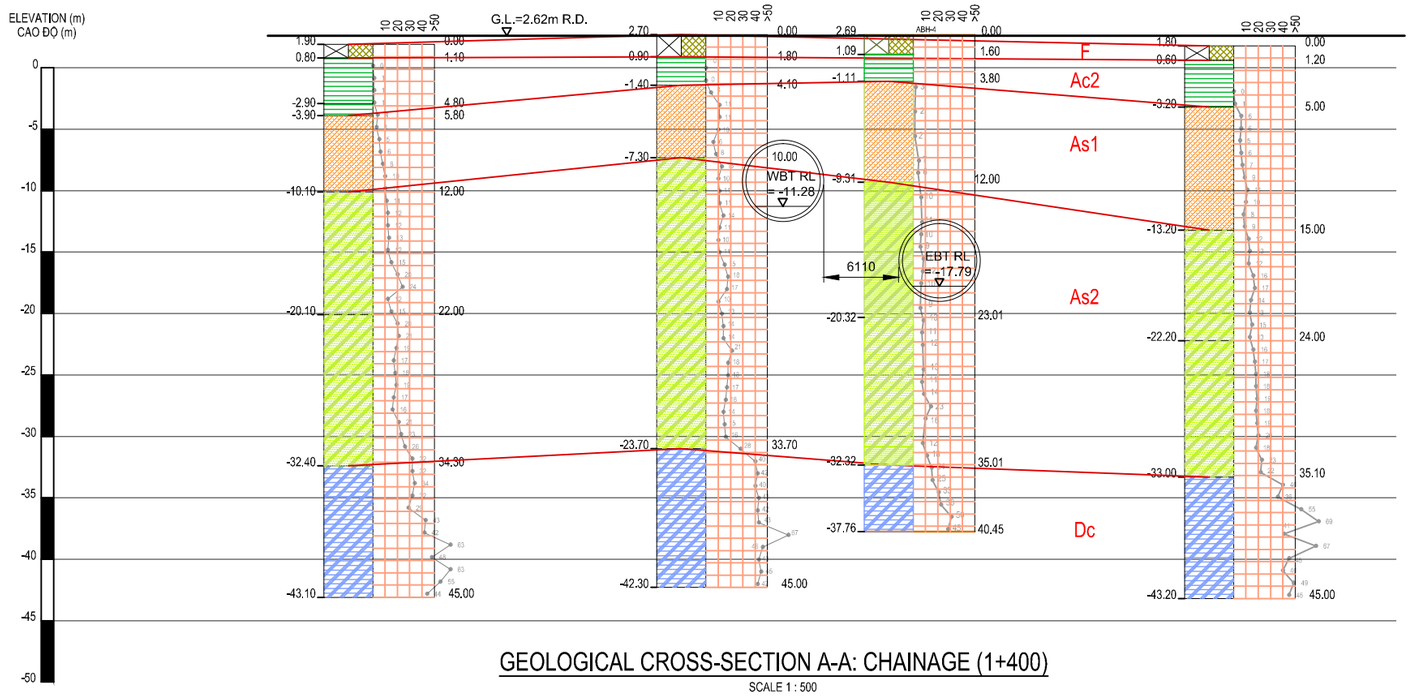
PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

TITLE TÊN BẢN VẼ: BORED TUNNEL
GEOLOGICAL CROSS SECTION C-C
AT CHAINAGE 0+980
(U-150, U-151, U-152, U-160, U-161, U-162)

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00058
REV. /BẢN: A

P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00058A.dwg 2016-07-06 19:58 CHENL





GEOLOGICAL CROSS-SECTION A-A: CHAINAGE (1+400)

SCALE 1 : 500

LEGEND
CHÚ THÍCH

F
Ac2
As1
As2
Dc
Ds

BOREHOLE NAME TÊN HỐ KHOAN	U-171 (OFFSET = -23.60)		U-170 (OFFSET = -21.49)		ABH-4 (OFFSET = 39.96)		U-172 (OFFSET = -7.16)
ELEVATION (m) CAO ĐỘ (m)	1.90		2.70		2.69		1.80
DISTANCE (m) KHOẢNG CÁCH (m)		27.13		15.51		27.47	

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
23 OCT 2015	A	FIRST SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION
SHMZ MAEDA

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

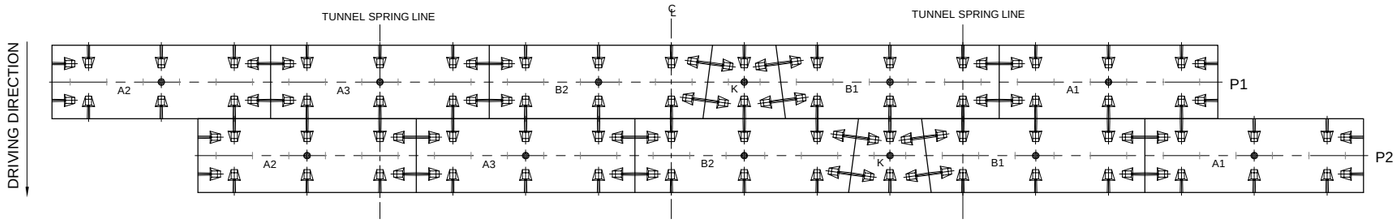
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 23 / 10 / 2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

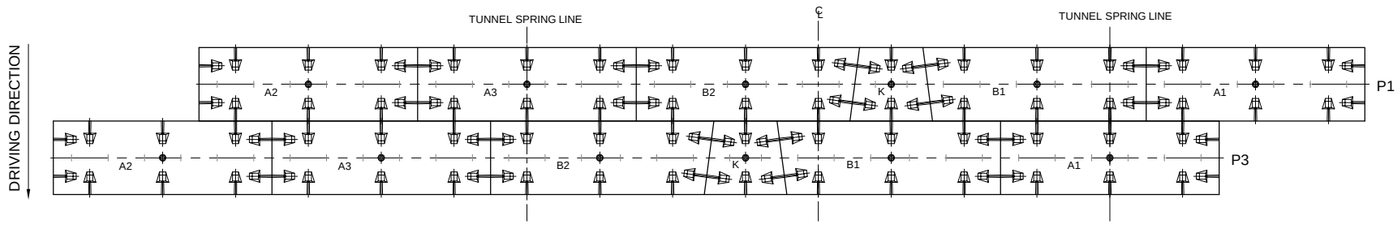
TITLE TÊN BẢN VẼ: BORED TUNNEL
GEOLOGICAL CROSS SECTION A-A
AT CHAINAGE 1+400
(U-170, U-171, U-172, ABH-4)

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00059
REV. /BẢN: A

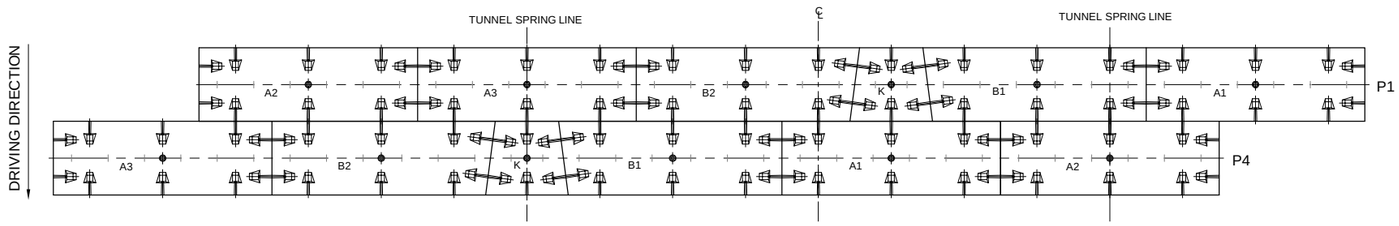
P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00059A.dwg 2016-07-06 19:58 CHENL



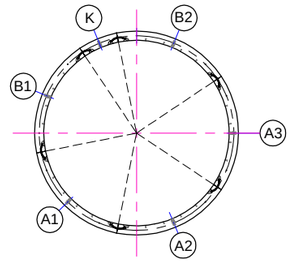
SCHEMATIC VIEW OF DEVELOPED INTRADOS
SCALE 1:50 (A1)
SCALE 1:100 (A3)



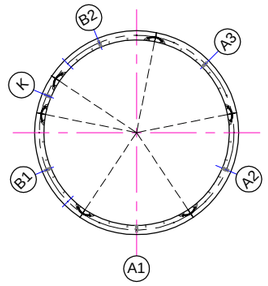
SCHEMATIC VIEW OF DEVELOPED INTRADOS
SCALE 1:50 (A1)
SCALE 1:100 (A3)



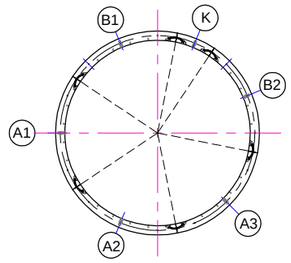
SCHEMATIC VIEW OF DEVELOPED INTRADOS
SCALE 1:50 (A1)
SCALE 1:100 (A3)



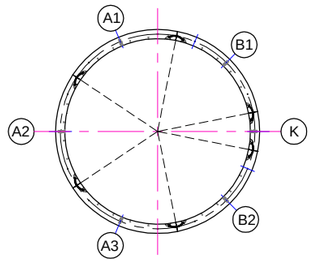
POSITION P1
SCALE 1:100 (A1)
SCALE 1:200 (A3)



POSITION P2
SCALE 1:100 (A1)
SCALE 1:200 (A3)



POSITION P3
SCALE 1:100 (A1)
SCALE 1:200 (A3)



POSITION P4
SCALE 1:100 (A1)
SCALE 1:200 (A3)

NOTES:
1. THE ARRANGEMENT OF THE TAPERED RINGS SHOULD BE THE SAME AS THE STRAIGHT RINGS.
2. THE KEY SEGMENT SHOULD ALWAYS BE SITUATED ABOVE THE TUNNEL SPRING LINE.

0 0.5 1 1.5 2 3 4 5 Metres
Scale 1:100
0 5 10 Metres
Scale 1:200

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
23 OCT 2015	A	FIRST SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

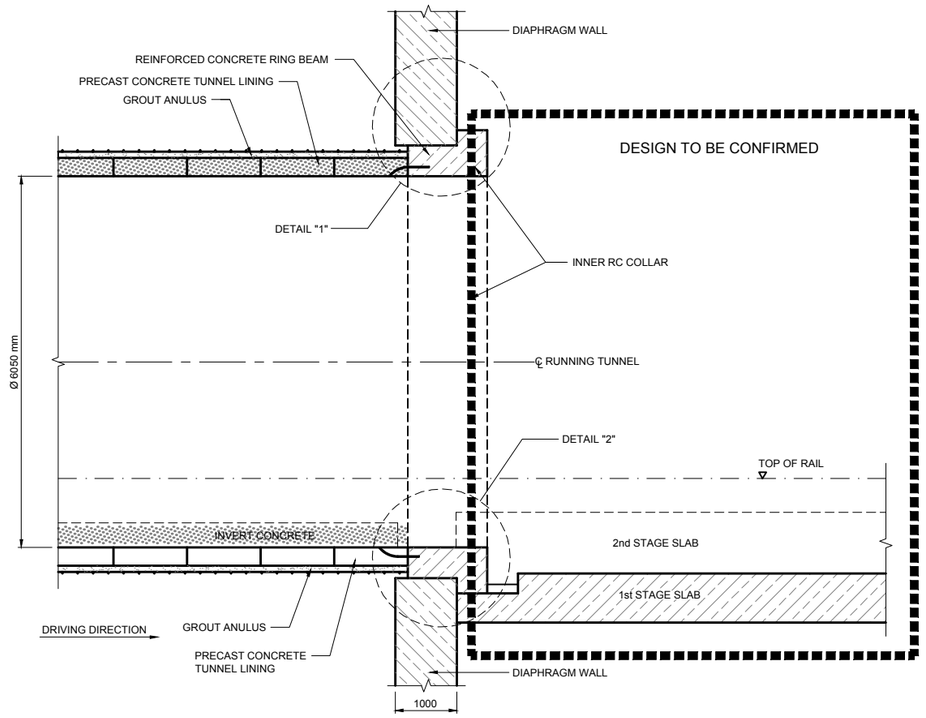
PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 23 / 10 / 2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

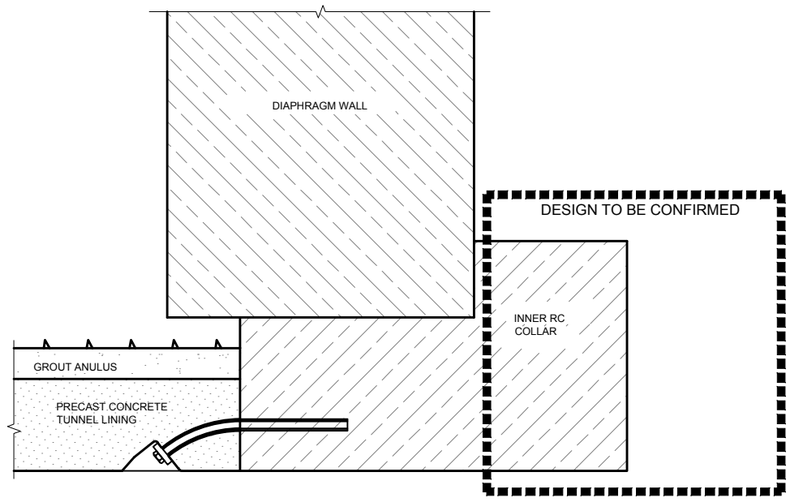
TITLE TÊN BẢN VẼ: BORED TUNNEL SEGMENTAL LINING GENERAL PATTERN OF SEGMENTAL LINING RING

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00060
REV. A



LONGITUDINAL SECTION

SCALE 1:50 (A1)
SCALE 1:100 (A3)

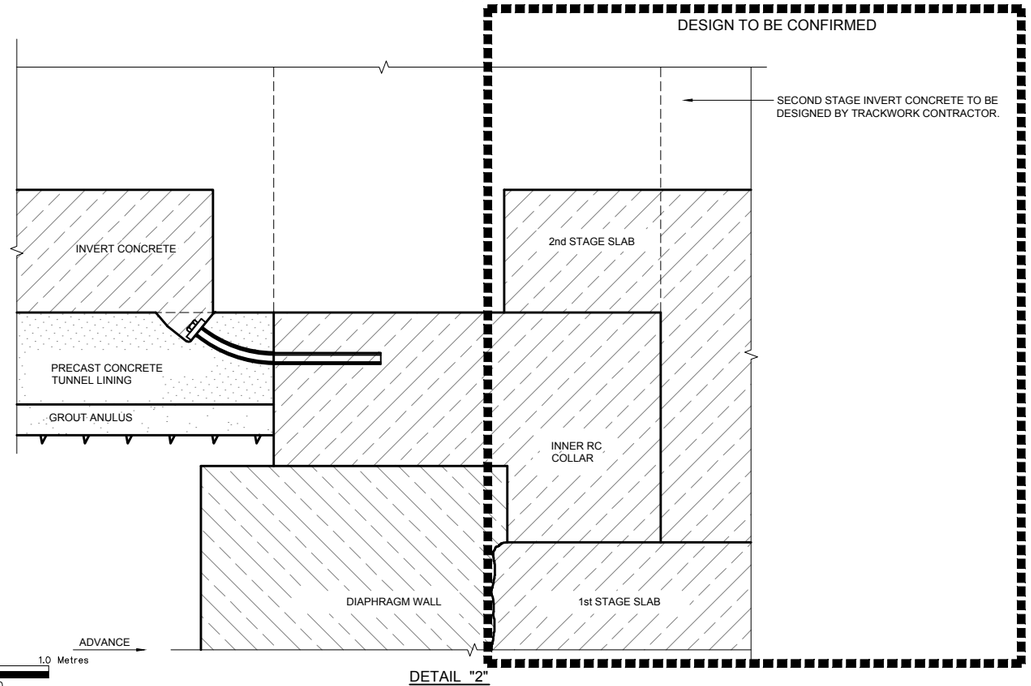


DETAIL "1"

SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)

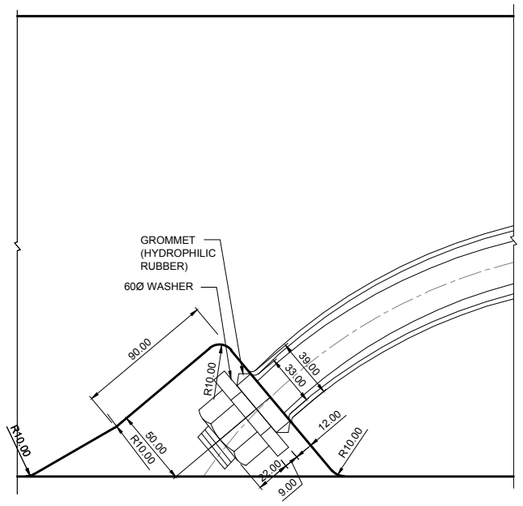
NOTES:

1. THIS DRAWING REFERS TO INTERFACES AT STATIONS WHERE TBM STARTS AFTER A BREAK OUT OF AN OPENING IN THE D-WALL (TUNNEL EYE). COLLAR REINFORCEMENT DETAILS AS SHOWN ARE IN- DICATIVE ONLY. REFER TO STRUCTURAL ENGINEERING RC DRAWINGS FOR ACTUAL DETAILS.
2. THE DRAWINGS ARE FOR INFORMATION ONLY. THE TECHNICAL DETAILS OF THE FIXED JOINT WILL BE SUBMITTED SEPARATELY.



DETAIL "2"

SCALE 1:10 (A1)
SCALE 1:20 (A3)



DETAIL FOR CIRCUMFERENTIAL JOINT CONNECTION

SCALE 1:2 (A1)
SCALE 1:4 (A3)

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
23 OCT 2015	A	FIRST SUBMISSION	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION
SHMZ MAEDA

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	TINA XU	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	EDDIE WONG	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	OZTURK OZGUR	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KENICHI.ITO	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 23 / 10 / 2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
BẢN VẼ THIẾT KẾ KỸ THUẬT

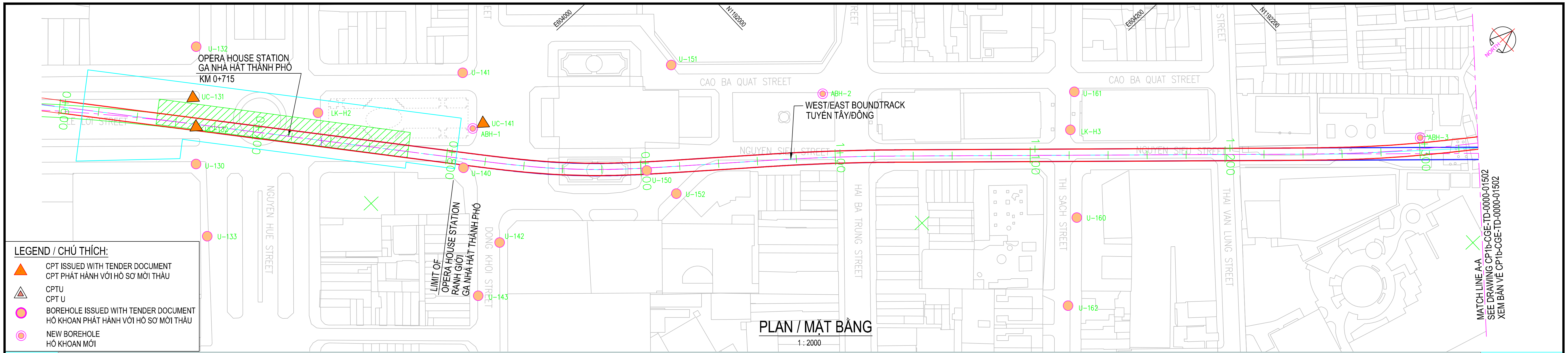
PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

TITLE TÊN BẢN VẼ: BORED TUNNEL
INTERFACES AT STATIONS
FIXED JOINT

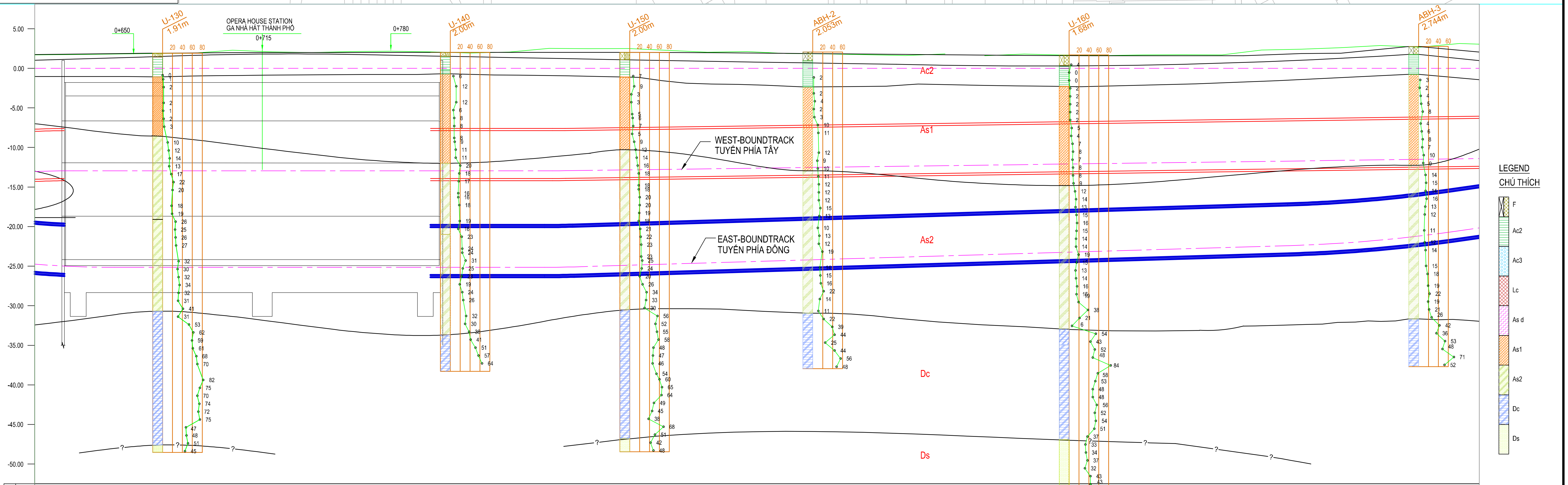
DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTS-TD-TBMS-00063
REV. /BẢN: A

P:\PROJECTS\60320676\DRAWING\Technical Design Drawing\Bored Tunnels\CP1b-CTS-TD-TBMS-00063A.dwg 2016-07-06 20:00 CHENL

Appendix B
Geological Sections



PLAN / MẶT BẰNG
1 : 2000



RL WBT	-13.05	-12.99	-12.96	-12.95	-12.95	-12.95	-12.95	-12.95	-12.95	-12.95	-12.95	-12.95	-12.95	-12.95
RL EBT	-24.74	-24.87	-25.05	-25.15	-25.15	-25.15	-25.15	-25.15	-25.15	-25.15	-25.15	-25.15	-25.15	-25.15
EGL	1.69		1.74	1.78	1.87	1.90	2.29	2.07	1.99	2.12	2.16	2.06	2.06	1.93
CH	0+600						0+700					0+800	0+805	

RL WBT	-12.95	-12.95	-12.95	-12.90	-12.83	-12.77	-12.70	-12.63	-12.57	-12.50	-12.44	-12.37	-12.30	-12.24
RL EBT	-25.15	-25.15	-15.14	-25.04	-24.89	-24.74	-24.59	-24.44	-24.29	-24.15	-24.00	-23.85	-23.70	-23.55
EGL	2.06	2.51		2.46	2.49	2.26	2.02	2.12	1.85	1.83	1.71	1.59	1.83	1.59
CH					0+900					1+000				

RL WBT	-12.17	-12.10	-12.04	-11.97	-11.90	-11.84	-11.77	-11.71	-11.64	-11.59	-11.57	-11.51	-11.44
RL EBT	-23.40	-23.25	-23.10	-22.96	-22.81	-22.66	-22.51	-22.35	-22.10	-21.82	-21.71	-21.18	-20.53
EGL	1.80	1.66	1.61	1.68	1.70	1.68	2.31	2.40	2.59		2.88	2.65	3.14
CH	1+100					1+200						1+300	

VERTICAL SCALE:1/2000
TỈ LỆ ĐỨNG
HORIZONTAL SCALE:1/8000
TỈ LỆ NGANG

LEGEND / CHÚ THÍCH:

RL = RAIL LEVEL / CAO ĐỘ RAY
WBT = WEST-BOUNDTRACK / TUYẾN PHÍA TÂY
EBT = EAST-BOUNDTRACK / TUYẾN PHÍA ĐÔNG
EGL = EXISTING GROUND LEVEL / CAO ĐỘ MẶT ĐẤT HIỆN HỮU
CH = CHAINAGE / LÝ TRÌNH

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
A	09.04.15	SAND LAYER COMBINED AND RENAMED	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

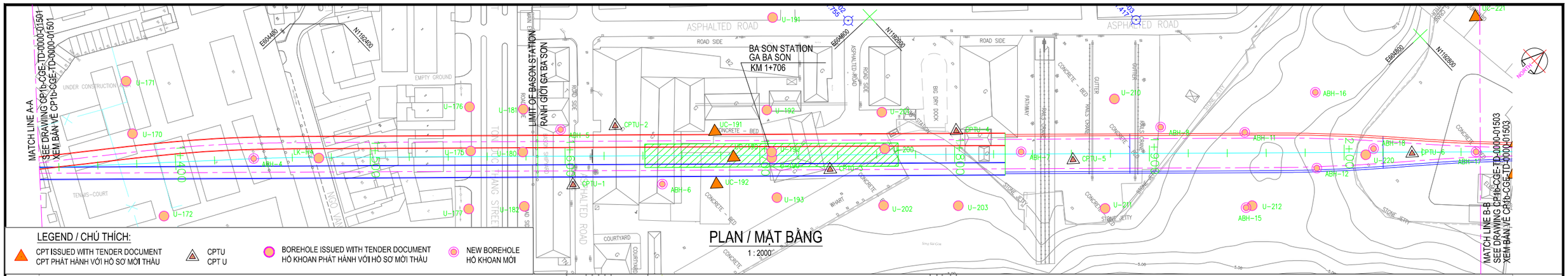
PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	AARTHY RAMARAO	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	LONG WENJIU	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	ANGUS AGNEW	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KAORU.YAMANE	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 19/12/2014
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT / DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

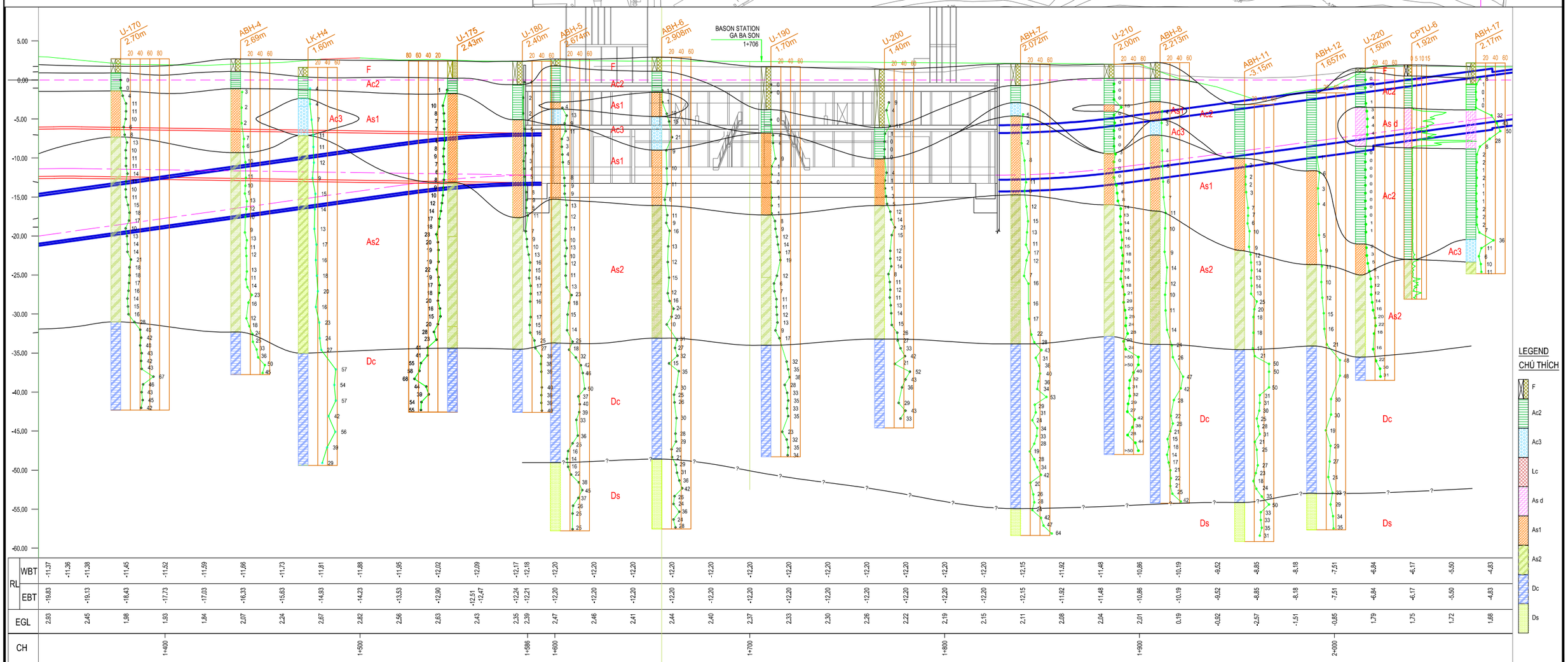
TITLE / TÊN BẢN VẼ: BOREHOLE PLAN AND GEOLOGICAL PROFILE (SHEET 1)
MẶT BẰNG HỐ KHOAN VÀ HỒ SƠ ĐỊA CHẤT (TỜ 1)

DRAWING NO / BẢN VẼ SỐ: CP1b-CGE-TD-0000-01501
REV.: A



LEGEND / CHÚ THÍCH:

- CPT ISSUED WITH TENDER DOCUMENT / CPT PHÁT HÀNH VỚI HỒ SƠ MỜI THẦU
- CPTU / CPT U
- BOREHOLE ISSUED WITH TENDER DOCUMENT / HỐ KHOAN PHÁT HÀNH VỚI HỒ SƠ MỜI THẦU
- NEW BOREHOLE / HỐ KHOAN MỚI



VERTICAL SCALE:1/2000
TỈ LỆ ĐỨNG
HORIZONTAL SCALE:1/8000
TỈ LỆ NGANG

LEGEND / CHÚ THÍCH:

RL = RAIL LEVEL / CAO ĐỘ RAY
WBT = WEST-BOUNDTRACK / TUYẾN PHÍA TÂY
EBT = EAST-BOUNDTRACK / TUYẾN PHÍA ĐÔNG
EGL = EXISTING GROUND LEVEL / CAO ĐỘ MẶT ĐẤT HIỆN HỮU
CH = CHAINAGE / LÝ TRÌNH

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
A	07.04.15	ABH17 & ABH18 ADDED	
B	09.04.15	SAND LAYER COMBINED AND RENAMED	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION
SHIMIZ MAEDA

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM
AECOM Singapore Pte. Ltd.

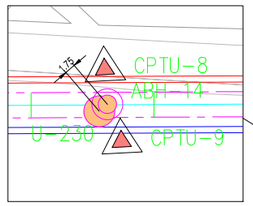
	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN		
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	AARTHY RAMARAO	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	LONG WENJIU	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	ANGUS AGNEW	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KAORU.YAMANE	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

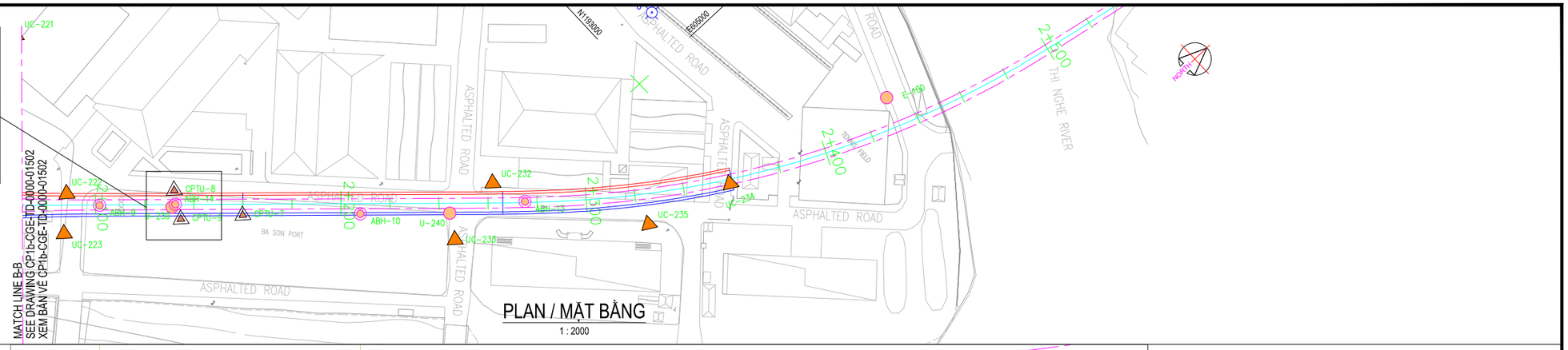
SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 19/12/2014
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT / DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

TITLE / TÊN BẢN VẼ: BOREHOLE PLAN AND GEOLOGICAL PROFILE (SHEET 2)
MẶT BẰNG HỐ KHOAN VÀ HỒ SƠ ĐỊA CHẤT (TỜ 2)

DRAWING NO / BẢN VẼ SỐ: CP1b-CGE-TD-0000-01502
REV.: B





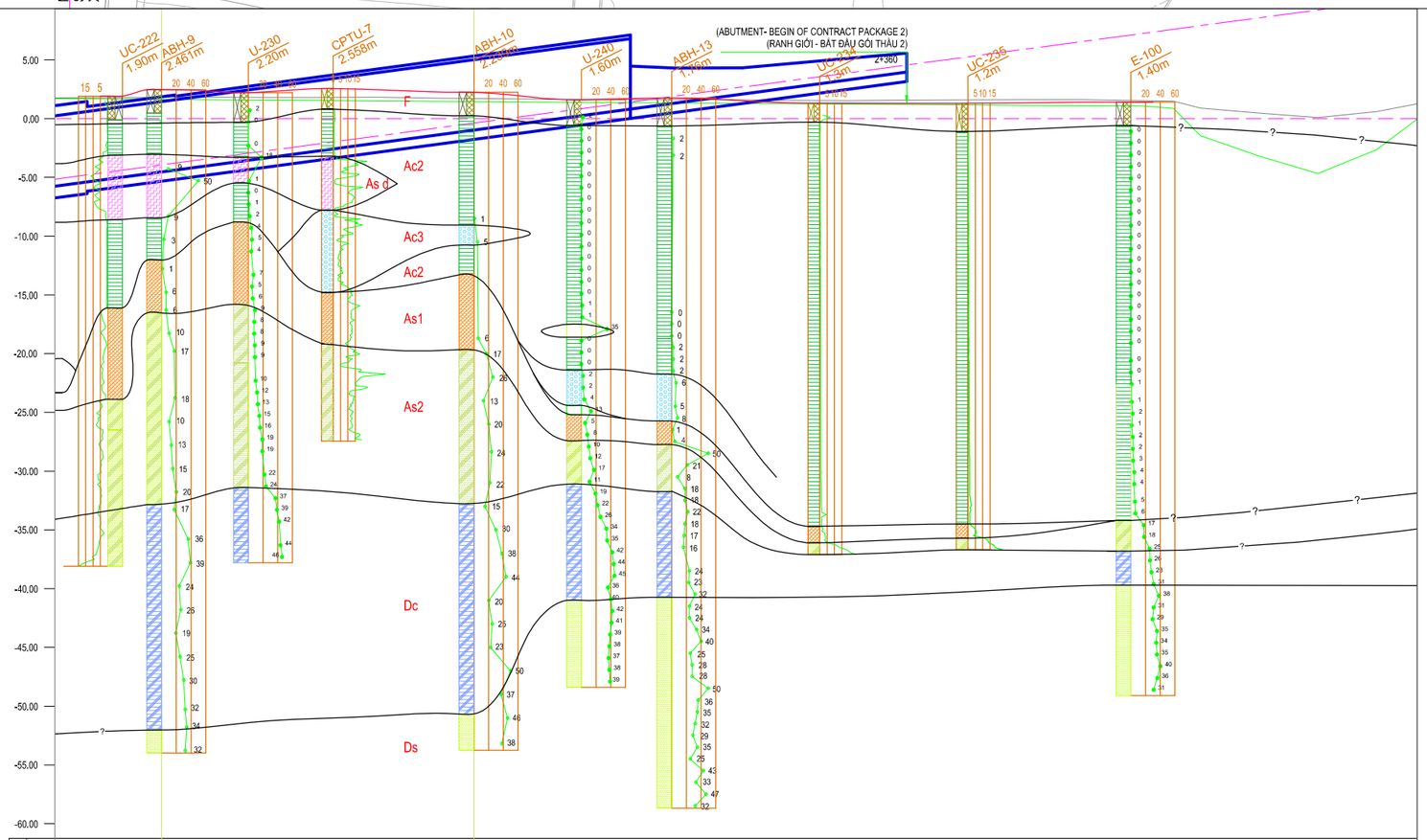
LEGEND / CHÚ THÍCH:

- CPT ISSUED WITH TENDER DOCUMENT
  CPT PHÁT HÀNH VỚI HỒ SƠ MỜI THẦU
- CPTU
  CPT U
- BOREHOLE ISSUED WITH TENDER DOCUMENT
  HỐ KHOAN PHÁT HÀNH VỚI HỒ SƠ MỜI THẦU
- NEW BOREHOLE
  HỐ KHOAN MỚI

MATCH LINE B-B
SEE DRAWING CP1b-CGE-TD-0000-01502
XEM BẢN VẼ CP1b-CGE-TD-0000-01502

PLAN / MẶT BẰNG

1 : 2000



RL	WBT	-4,83	-4,16	-3,49	-2,82	-2,15	-1,48	-0,81	-0,14	0,53	1,20	1,87	2,54	3,21	3,88	4,55	5,22	5,89	6,56	7,23	7,59	7,90	8,57	9,24	9,91	10,37
	EBT	-4,83	-4,16	-3,49	-2,82	-2,15	-1,48	-0,81	-0,14	0,53	1,20	1,87	2,54	3,21	3,88	4,55	5,22	5,89	6,56	7,23	7,59	7,90	8,57	9,24	9,91	10,37
EGL		1,68	1,65	1,61	1,57	1,54	1,50	1,47	1,43	1,39	1,36	1,32	1,29	1,26	1,23	1,20	1,16	1,13	1,10	1,07	0,87	-1,47	-3,19	-4,88	-2,85	-0,06
CH			2+100					2+200					2+300					2+400						2+500		

LEGEND
CHÚ THÍCH

- F
- Ac2
- Ac3
- Lc
- As d
- As1
- As2
- Dc
- Ds

VERTICAL SCALE:1/2000
TỈ LỆ ĐỨNG
HORIZONTAL SCALE:1/8000
TỈ LỆ NGANG

LEGEND / CHÚ THÍCH:

RL = RAIL LEVEL / CAO ĐỘ RAY
WBT = WEST-BOUNDTRACK / TUYẾN PHÍA TÂY
EBT = EAST-BOUNDTRACK / TUYẾN PHÍA ĐÔNG
EGL = EXISTING GROUND LEVEL / CAO ĐỘ MẶT ĐẤT HIỆN HỮU
CH = CHAINAGE / LÝ TRÌNH

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ
A	07.04.15	ABH17 & ABH18 ADDED	
B	09.04.15	SAND LAYER COMBINED AND RENAMED	

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	ANDREW KOAY	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	LONG WENJIU	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	K. UDAYASURIAN	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KAORU.YAMANE	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 19/12/2014
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

TITLE TÊN BẢN VẼ: BOREHOLE PLAN AND GEOLOGICAL PROFILE (SHEET 3)
MẶT BẰNG HỐ KHOAN VÀ HỒ SƠ ĐỊA CHẤT (TỜ 3)

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CGE-TD-0000-01503
REV.: B

Appendix C
Geotechnical Design Parameters

Table 7: Recommended Geotechnical Parameters for Soil at Underground Section (KM 0+615 to KM 2+360)

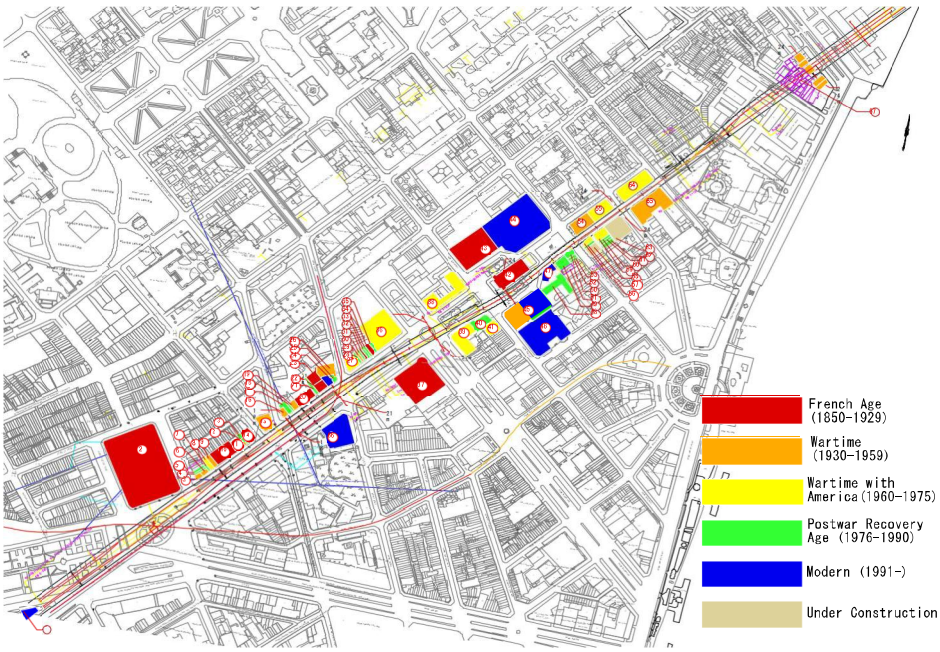
Soil Layer		Bulk density, γ (kN/m^3)	SPT - N value (Blows/30cm)#		Undrained shear strength, Cu (kN/m^2)	Effective cohesion, c' (kN/m^2)	Effective friction, ϕ' (degree)	Soil stiffness, E (MPa)	Permeability, k (m/s)	Coefficient of at rest earth pressure, Ko
			Range	Est. Average						
Fill		19.0	2 ~ 6	4	-	10	25	10	1.00E-06[a]	0.5 (sand) 0.7 (clay)
Alluvium	Clay Layer 2	16.5	0 ~ 14	2	10	0	24	300Cu	1.00E-09	0.8
	Silty Fine Sand Layer 1	20.5	1 ~ 11	5	-	0	30	2.5N	2.00E-05	0.5
	Sand Layer 2	20.5	6 ~ 41	15	-	0	33	2.5N	2.00E-05	0.5
Dilluvium	Hard Clayey Silt	21.0	18 ~ >50	34	5N	-	-	*2.5N*	1.00E-08	0.5
	Dense Silty Sand	20.5	15 ~ >50	36	-	0	35	2.5N	*1.00E-05*	0.4

Notes:
1. Design parameter values shown in table are based on the factual soil investigation results and experience within similar ground conditions.
2. Design Ko is based on reference to DSRSC (Cut and Cover Tunnels)

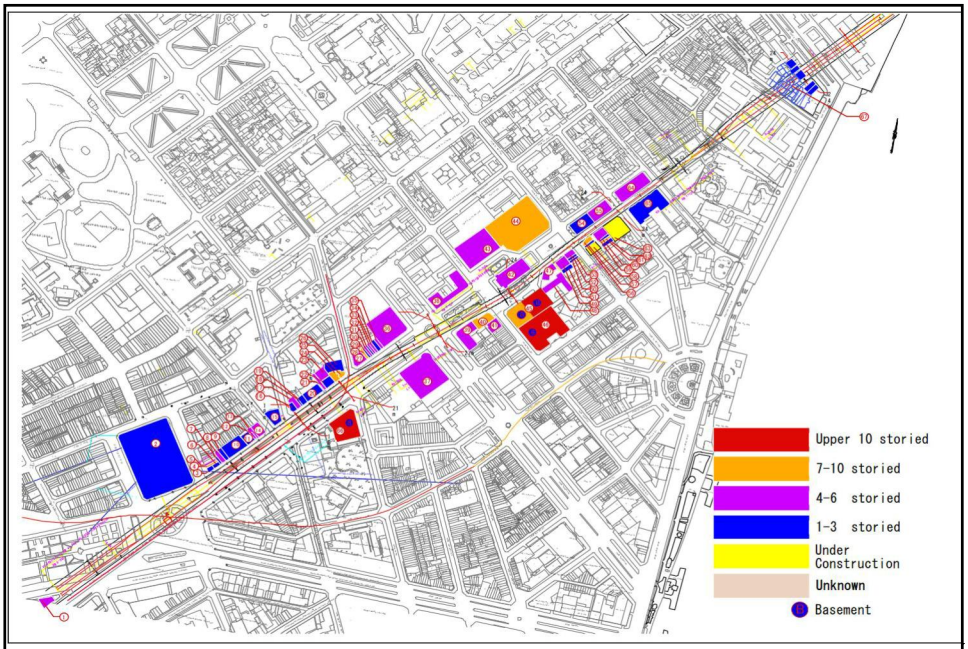
\# The SPT ranges and averages are indicative only, actual SPT-N values used for computation of the soil stiffness, E shall be based on the actual boreholes in the section being analysed.

a No field and laboratory test data was available

Appendix D
Building Foundation Records

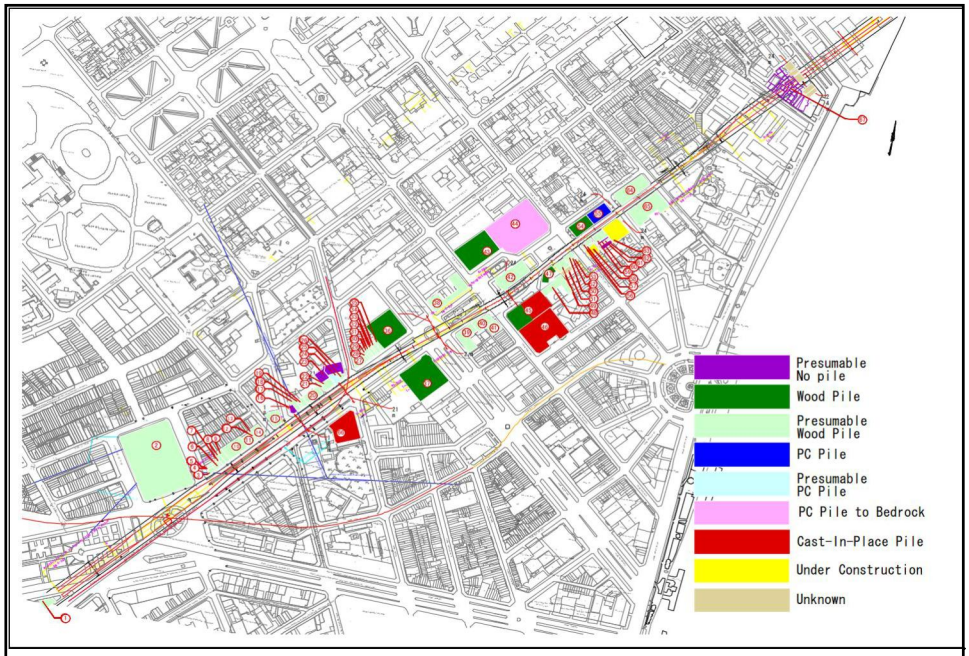


Distinction of Constructed Age



Distinction of buildings' story

Distinction of structural type



Distinction of pile foundation

#	building name	Usage	Constructed Age	Building history	Story	Construction form		Deterioration		Wall inclination		Evaluation	
						Type of foundation	Form of construction	Crack	Water Leak	X (°)	Y (°)	Historical value	Preservation
1	TBC-Ciy Co Phan Thiet Bi Co	S	Mo	N	4/0	(W.P)	RC	N	N	0	0	Ⅰ	Ⅳ
2	Cho Ben Thanh	S	Fr	Y	1/0	(W.P)	RC	Y	Y	drawings		Ⅴ	※Ⅲ
3	PhuongHang	S/R	Wa	Y	3/0	(W.P)	Brick	Y	Y	0.5	0.5	Ⅲ	Ⅱ
4	Tham My Mat	S/R	Po	N	7/0	(W.P)	RC	N	N	0	0	Ⅰ	Ⅳ
5	Toan Thanh	S/R	Po	Y	4/0	(W.P)	RC	Y	Y	0	0	Ⅰ	Ⅱ
6	Hang-The-Gioi	S/R	Wa	Y	3/0	(W.P)	Brick	Y	Y	0.5	0.25	Ⅲ	Ⅱ
7	Tranh Theu Tay	S/R	Po	Y	3/0	(W.P)	Brick	Y	Y	0.25	0.25	Ⅰ	Ⅳ
8	Bungh + Shop My Duyen	S/R	Am	Y	6/0	(W.P)	Brick	Y	Y	0	0	Ⅰ	Ⅲ
9	Phat Thanh + Matran	S/R	Wa	Y	3/0	(W.P)	Brick	Y	Y	0	0	Ⅱ	Ⅲ
10	Yan Hung	S/R	Fr	Y	3/0	(W.P)	Brick	Y	Y	0	0	Ⅳ	Ⅲ
11	Sapa	S/R	Fr	Y	3/0	(W.P)	Brick	Y	Y	0	0	Ⅳ	Ⅱ
12	Manh Thang	S/R	Fr	Y	4/0	(W.P)	Brick	N	N	0	0	Ⅳ	Ⅳ
13	Thuc Pham	S	Po	N	5/0	(W.P)	RC	N	N	0	0	Ⅱ	Ⅳ
14	Kim Dung Doahn Nighiep Tu Nhah	S/R	Fr	Y	5/0	(W.P)	Brick	Y	Y	0	0	Ⅲ	Ⅲ
15	Cty Co Phan Kim Hoan Thane Nien	S/O	Wa	Y	3/0	(W.P)	Brick	Y	Y	0	0	Ⅰ	Ⅱ
16	Ngan Thong	S/R	Wa	Y	2/0	(N.P)	Brick	Y	Y	0.5	0.5	Ⅱ	Ⅰ
17	Fahasa	S/R	Po	N	5/0	(W.P)	Brick	N	N	0	0	Ⅰ	Ⅳ
18	GOSTO	S	Po	Y	2/0	(W.P)	RC	N	N	0	0	Ⅰ	Ⅳ
19	Peabel	S/R	Wa	Y	2/0	(W.P)	Brick	Y	Y	0	0	Ⅱ	Ⅲ
20	apartment in French governance era	S/R	Fr	Y	3/0	(W.P)	Brick	Y	Y	drawings		Ⅳ	※Ⅱ
21	CUC	S/R	Po	Y	6/0	(W.P)	RC	Y	–	0	0	Ⅰ	Ⅱ
22	Xuong, Kimdo, Lotus Gallery, Jazz Club	S	Fr	Y	2/0	(W.P)	Brick	Y	Y	drawings		Ⅲ	※Ⅱ
23	Unknown	R	Fr	Y	4/0	(N.P)	Brick	Y	Y	–	–	Ⅱ	Ⅰ
24	Sea Bank	O	Mo	N	7/0	(PC.P)	RC	N	N	0	0	Ⅰ	Ⅴ
25	Bach Bang	S	Po		7/0	(W.P)	RC	N	N	0	0	Ⅰ	Ⅳ
26	Vienh Quang	C	Wa	Y	2/0	(N.P)	Brick	Y	Y	0.25	0.25	Ⅱ	Ⅱ
27	NHG	S/R	Am	Y	5/0	(W.P)	RC	Y	Y	0	0	Ⅰ	Ⅳ
28	Xuan Qui Shop	S/O	Po	N	8/0	(W.P)	Brick	N	Y	0.5	0	Ⅰ	Ⅳ
29	Hong Chon	S	Wa	Y	3/0	(W.P)	RC	Y	Y	0	0	Ⅱ	Ⅱ
30	Lien	S/O	Po	Y	5/0	(W.P)	RC	N	N	0	0	Ⅰ	Ⅳ
31	Mai Thao	S/R	Fr	N	2/0	(W.P)	Brick	Y	Y	–	–	Ⅲ	Ⅱ
32	Thanh Do	S/R	Po	Y	6/0	(W.P)	RC	Y	Y	0	0	Ⅰ	Ⅲ
33	Tuoi	S/R	Po	Y	4/0	(W.P)	RC	N	N	0	0	Ⅰ	Ⅳ
34	Van-Anh	S/R	Fr	Y	2/0	(W.P)	Brick	Y	Y	0	0	Ⅲ	Ⅱ
35	Minh Jan	S/R	Po	N	5/0	(W.P)	RC	Y	Y	0	0	Ⅰ	Ⅲ
36	Rex Hotel	H	Am	Y	5/0	W.P	RC	N	N	drawings		Ⅲ	※Ⅳ
37	Saigon Tax Trade Center	S	Fr	Y	4/0	W.P	RC Brick	N	N	drawings		Ⅲ	※Ⅲ
38	Nha Hang Givral	S/R	Am		6/0	(W.P)	RC	Y	Y	–	–	Ⅱ	Ⅲ

#	building name	Usage	Constructed Age	Building history	Story	Construction form		Deterioration		Wall inclination		Evaluation	
						Type of foundation	Form of construction	Crack	Water Leak	X (°)	Y (°)	Historical Value	Preservation
39	Saigon Duty Free Shoppers	S/O	Am	Y	5/0	(W.P)	RC	Y	Y	0	0	Ⅱ	Ⅱ
40	Opera View Hotel	S/O/R	Po	N	7/0	(W.P)	RC	N	N	0	0	Ⅱ	Ⅳ
41	ALPHANA	S/O	Am	N	4/0	(W.P)	Brick	Y	Y	0	0	Ⅱ	Ⅲ
42	The City Opera House	T	Fr	Y	4/abyss	(W.P)	Brick	N	N	drawings		Ⅴ	※Ⅳ
43	Continental Hotel	H	Fr	Y	4/0	W.P	RC Brick	N	N	–	–	Ⅳ	Ⅳ
44	Grand Imperial Saigon(Park Hyatt Saigon)	H	Mo	N	9/0	PC.P to B	RC	N	N	–	–	Ⅱ	Ⅴ
45	Caravelle Hotel	H	Wa	Y	10/1 26/2	W.P CIP.P	RC Brick	N	N	–	–	Ⅳ	Ⅴ
46	Sheraton Sai Gon Hotel & Tower	H	Mo	N	/1	CIP.P	RC	N	N	–	–	Ⅰ	Ⅴ
47	Dragon Chinese Restaurant	S	Mo	Y	4/0	W.P	RC	N	N	0	0-0.5	Ⅱ	Ⅱ
48	Sai Gon Bong Sen	S/R	Po	N	5/0	(W.P)	RC	N	N	0	0	Ⅰ	Ⅳ
49	Hai Yen 1	S/R	Po	Y	6/0	(W.P)	RC	Y	–	0	0.5	Ⅰ	Ⅱ
50	Pacharan Tapas&Bodege	S	Po	Y	4/0	(W.P)	RC	N	–	0	0	Ⅰ	Ⅲ
51	Unknown		Wa	–	1/0	(–)	Brick	Y	Y	0.5	0.5	–	–
52	Saigon Lunggage Co. Cty May Tui Xach Saigon	S/O	Po	N	3/0	(W.P)	RC	N	N	0	0	Ⅰ	Ⅲ
53	Mr.Sushi	S/O	Po	N	3/0	(W.P)	RC	N	N	0	0	Ⅰ	Ⅲ
54	Cong Ty Dien Luc 2(Front Block)	O	Wa	Y	2/0	W.P	Brick	Y	Y	drawings		Ⅰ	※Ⅱ
55	Cong Ty Dien Luc 2 (Rear Block)	O	Am	Y	6/0	PC.P	RC			0.25	0.5	Ⅰ	Ⅱ
56	Hondrarny Konzulat Slovenskej Republiky	O	Am	Y	8/0	(W.P)	RC	N	N	0	0.5	Ⅰ	Ⅱ
57	Wrap & Roll	S	Po	Y	2/0	(W.P)	Brick		N	0	0	Ⅰ	Ⅲ
58	Under construction	–	–	–	(12/–)	–	–	–	–	–	–	–	–
59	Saigon Pho 5A	S/R	Am	–	6/0	(W.P)	Brick	Y	Y	0.5	0	Ⅰ	Ⅰ
60	Kitchen of Wrap & Roll	W	Po	Y	2/0	(N.P)	Brick	Y	Y	0.5	0	Ⅰ	Ⅱ
61	Cadi-Sun CongTy DV8th Dong A(East Co.LTD)	O/R	Po	N	7/0	(W.P)	RC	Y	Y	0.5	0	Ⅰ	Ⅰ
62	Cola shop with shade	S	Po	–	1/0	(N.P)	Brick	–	–	–	–	Ⅰ	Ⅱ
63	Under construction	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
64	Dien Luc Sai Gon	S/O/R	Am	Y	4/0	(W.P)	RC	Y	Y	drawings		Ⅰ	※Ⅱ
65	Cong Ty In Tran Phu	F/R	Wa	Y	3/0	(W.P)	Brick	Y	Y	0.1	0.2	Ⅱ	Ⅰ
66	Sai Gon Center Building	S/O	Mo	–	–	CIP.P	RC	N	N			Ⅰ	Ⅴ
67-1	Diginet Joint Stonck Company	O	W	Y	4/0	W.P	RC	Y	Y	drawings		Ⅱ	※Ⅱ
67-2	Household(Historical Building)	R	Wa	N	2/0	(W.P)	Brick	Y	Y	drawings		Ⅳ	Ⅲ
67-3	Residence1(Historical Building	R	Wa	–	2/0	(W.P)	Brick	–	–	–	–	–	–
67-4	Residence2(Historical Building	R	Wa	–	2/0	(W.P)	RC	–	–	–	–	–	–
67-5	Residence3(Historical Building	R	Wa	–	2/0	(W.P)	Brick	–	–	–	–	–	–

Usage: S : Shop O : Offce H : Hotel W : Warehouse F : Factory T : Theater
Constructed Age: F : French age (1850-1929) W : Wartime (1930-1959) A : Wartime with America (1960-1975) P : Postwar recovery (1976-1990) M : Modern (1991-)
Building history: Y : Repaired、N : Not repaired Story : Ground/Basement
Type of foundation: N.P : No Pile W.P : Wood Pile PC.P : PC Pile PC.PtoB : PC.Pile to bedrock CIP.P : Cast-In-Place Piles ※ ( ) means the suppositon. Evaluation of Histrical value: Ⅴ: The Highest Historical Value Ⅰ: The Lowest Historical Value
Evaluation of Preservation: Ⅴ: New Building Ⅳ: Good preservation Ⅲ: Drawbacks aren't found Ⅱ: Some drawbacks Ⅰ: Many drawbacks Wall inclination : drawings means see the findings of the inclination survey

Architectural records 建物カルテ 1

Name of building 建物名称	Name 名 称	TBC-Ciy Co Phan Thiet Bi Co. (Advertising tower : SAM SUNG)
	Address 所在地	2-2A Tran Hung Dao
	Owner 所有者	
	Use 用途	GF: showroom 1～3F: office

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	1520 ㎡	Floor space 階別面積	GF 380 ㎡	1F 380 ㎡	2F 380 ㎡	3F 380 ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	4-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	10m	Depth 奥行	26m
Height 高さ	Top of height 最高部高	14m, 塔 25m	Height of story 階高	3.5m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	New
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・■N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・■N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC (Tower : S)
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable Wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・■N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X 不明	Y 不明
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X=0°	Y=0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	□Y ・■N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	□Y ・■N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

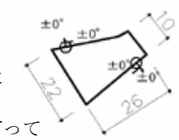
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

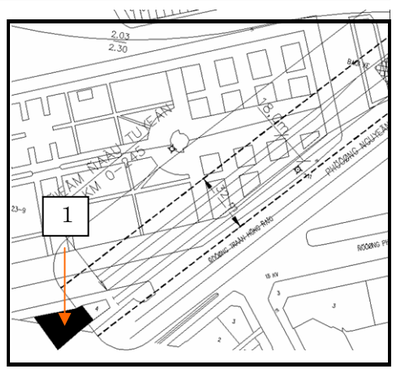
Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

It's a re-built building.
I guess no influence of the constructing because of no inclination.
The foundation is unknown which it on old piles, or it on new piles.

新しく建替えられた建物であり、傾斜もないので影響はないと思われる。
基礎形式は、従来の基礎の上に建てたか、新たに杭を打って建てたかは不明である。





Architectural records 建物カルテ 2

Name of building 建物名称	Name 名 称	Cho Ben Thanh
	Address 所在地	Quach Thi Trang Square, District 1, Ho Chi Minh City, Vietnam
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF Market (shop)

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	12640 ㎡	Floor space 階別面積	GF 12600 ㎡	1F 40 ㎡	2F 40 ㎡	F ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	1-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	96m	Depth 奥行	134m
Height 高さ	Top of height 最高部高	m	Height of story 階高	m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1914
Change of use 用途変更履歴	□Y ・■N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		■Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC, tower, gate ; Brick
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	Joist : RC 、Roof-frame : S 、Finished : slate

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所 : innar drainpipe Condition 状況 :
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	■Y ・□N	See drawings of the finding of the inclination survey
		Wall inclination 壁倒れ	■Y ・□N	See drawings of the finding of the inclination survey
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

Picture・Drawing 写 真・図 面

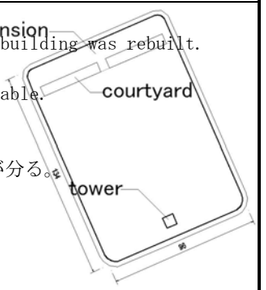
Building & foundation survey 建物・基礎調査

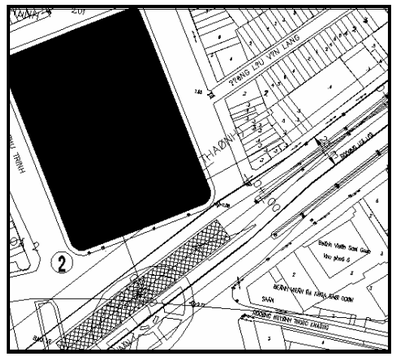
Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Diagnosis・note 全体所見・特記

This is a subject of the detailed investigation.
The above old picture indicates the gates & sub-building was rebuilt.
Crack & waterleak on the wall, but the wall isn't inclined; therefore, the structure is stable.

建物調査対象とするので概要を示す。
1925 年の写真から門と下屋部分が改築されているのが分る。
壁の劣化はあるが、傾斜は殆どなく、安定していると思われる。





Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Architectural records 建物カルテ 3

Name of building 建物名称	Name 名 称	PhuongHang(Poster Column ; Fuji Xerox)
	Address 所在地	120～122 Le Loi
	Owner 所有者	unknown
	Usage 用 途	GF shop、1,2F residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	420 ㎡	Floor space 階別面積	GF 140 ㎡	1F 140 ㎡	2F 140 ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上		3-storied 階	Underground 地下		0-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		10m	Depth 奥行		14m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		12m	Height of story 階高		3.5m	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	before 1965
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	conc
Frame system 軸組	Floor joist: Wood or Steel
Roof system 小屋組	Wood or Steel

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	■Y ・□N	Angle 傾斜角:X =0.5°	Y =0.5°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

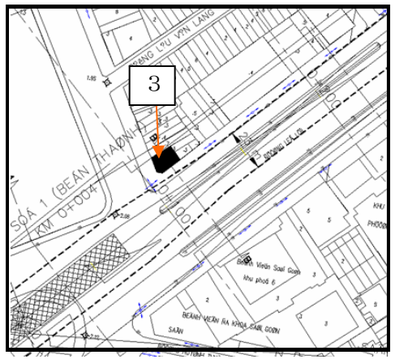
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

This building was built in Franch governance era, and Ground floor was remodeled.
The preservation isn't good, cracks have appeared.
This has gotten decaying,
so the angle of their wall's inclination is large.

フランス統治時代の建物でGFの店舗など改装されている。
保存状態が良くなくクラックが入っている
老朽化しており、壁の傾斜角も大きい。



Architectural records 建物カルテ 4

Name of building 建物名称	Name 名 称	Tham My Mat
	Address 所在地	6 Phanboi Chau Q1
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF shop、1～6F residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	700 ㎡	Floor space 階別面積	GF 100 ㎡	1F 100 ㎡	2F 100 ㎡	3F 100 ㎡	4～6F 100 ㎡

Story 階数	ground 地上	7-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	4m	Depth 奥行	25m
Height 高さ	Top of height 最高部高	24m	Height of story 階高	3.5m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Recent reconstruction
Change of use 用途変更履歴	□Y ・■N
Extending 増築履歴	□Y ・■N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・■N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X =0°	Y=0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

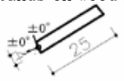
Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

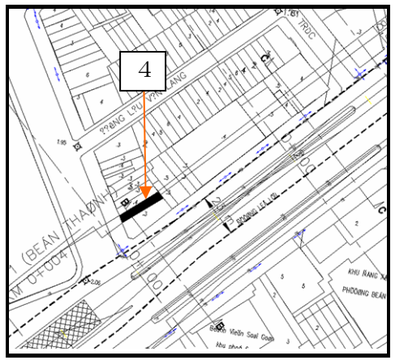
Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

7-storied, RC building was rebuilt recently. The deterioration & deformation are excellent. However, large slenderness ratio is weak for lateral force:
Therefore, in my guess, this building and neighboring one in a body help standing each other. The foundation is unknown that it stands on wood piles.



近年改築されたコンクリート造７階建ての建物である。
劣化状況、変形状況も良好である。
細長比が大きいため横力に対して不安定で隣の建物と
一体でもっている可能性がある。
基礎は既存の木杭の上に建てたか不明である。



Architectural records 建物カルテ 5

Name of building 建物名称	Name 名 称	Toan Thanh
	Address 所在地	5 Phanboi Chau Q1
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF shop、1～3F residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	368 ㎡	Floor space 階別面積	GF 92 ㎡	1F 92 ㎡	2F 92 ㎡	3F 92 ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上	4-storied 階	Underground 地下	0-storied 階			
Size 大きさ	Width 間口	4m	Depth 奥行	23m			
Height 高さ	Top of height 最高部高	13.5m	Height of story 階高	3.5m			

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Old
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・■N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	brick
Form of construction 主体構造	masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	
Roof system 小屋組	

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X=0° Y=0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

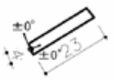
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

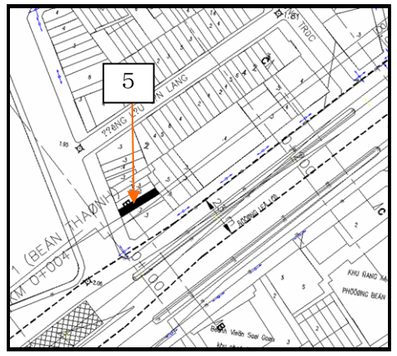
Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

It is redecorated building in French governance era, but old.
No inclination, but the deterioration
is bad as cracks
and water leaks on the balconies.

フランス統治時代の建物からは改装されているが古い。
傾斜はないが、クラックやバルコニーの雨漏り跡など
劣化状況が悪い。





Architectural records 建物カルテ 6

Name of building 建物名称	Name 名 称	Hang-The-Gioi
	Address 所在地	118-114 Le Loi
	Owner 所有者	unknown
	Usage 用 途	GF 3 shops、1～2F residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	360 ㎡	Floor space 階別面積	GF 120 ㎡	1F 120 ㎡	2F 120 ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上	3-storied 階	Underground 地下	0-storied 階			
Size 大きさ	Width 間口	13m	Depth 奥行	9m			
Height 高さ	Top of height 最高部高	10.5m	Height of story 階高	3.5m			

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	before 1965
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	Brick
Roof system 小屋組	wood、 tile-roofed

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	■Y ・□N	Angle 傾斜角:X =0.5°	Y =0.25°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Picture・Drawing 写 真・図 面

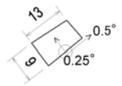
Building & foundation survey 建物・基礎調査

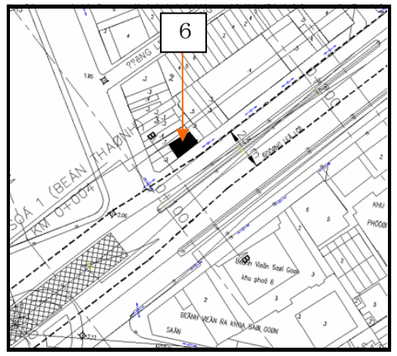
Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Diagnosis・note 全体所見・特記

The deterioration is bad.
The balcony is very likely to fall.

Hang-The-Gioi は、2階バルコニー落下の可能性が大きいなど劣化状況も良くない。





Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Architectural records 建物カルテ 7

Name of building 建物名称	Name 名 称	Tranh Theu Tay
	Address 所在地	112 Le Loi
	Owner 所有者	unknown
	Usage 用 途	GF shop、1,2F residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	210 ㎡	Floor space 階別面積	GF 70 ㎡	1F 70 ㎡	2F 70 ㎡	F ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	3-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	4m	Depth 奥行	17m
Height 高さ	Top of height 最高部高	10.5m	Height of story 階高	3.5m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Recent reconstruction
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-Frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood piles

Floor system 床組	
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態 Hang-The-Gioi のみ	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・■N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	■Y ・□N	Angle 傾斜角:X= 0.25°	Y= 0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性 Hang-The-Gioi のみ	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	□Y ・■N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	□Y ・■N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

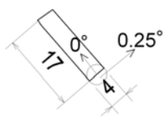
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

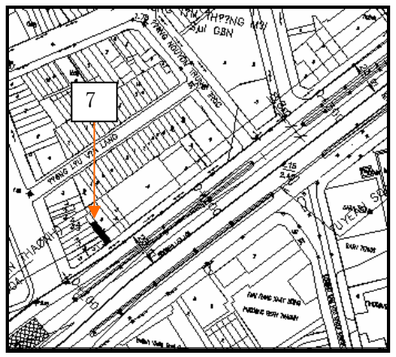
Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

Deterioration is good.

劣化状況は良い。





Architectural records 建物カルテ 8

Name of building 建物名称	Name 名 称	Bungh + Shop My Duyen
	Address 所在地	108-110 Le Loi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF: shop、1～4F: residence、5F: extended hut

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	1300 ㎡	Floor space 階別面積	GF 220 ㎡	1F 220 ㎡	2F 220 ㎡	3F 220 ㎡	4-5F 220 ㎡

Story 階数	ground 地上	6-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	8m	Depth 奥行	27m
Height 高さ	Top of height 最高部高	19m	Height of story 階高	3.5m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Maybe 1960
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Bearing wall structure
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood piles

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	S

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角: X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角: X =0°	Y =0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

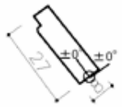
Drawing 設計図書

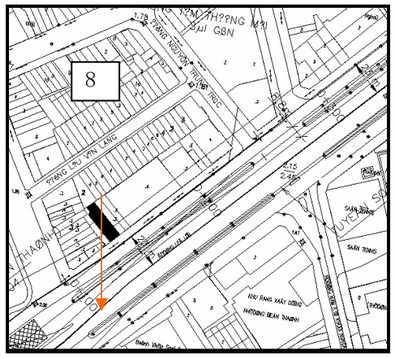
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

This building is rebuilt a part of row house in French governance era. The RC building stands close to neighbor's brick wall, so the old piles are still used. The hut on 6th floor is extended later. The structure is insecure. It's not inclination but bad preservation.
フランス統治時代の連棟の建物の一部を解体して隣のレンガ壁に沿って RC 造で建替えたもの。したがって、基礎は、従来の木杭を使用している可能性がある。
6F は後から小屋を増築している。構造に不安がある。
傾斜はないが、保存状態はあまりよくない。





Architectural records 建物カルテ 9

Name of building 建物名称	Name 名 称	Phat Thanh + Matran
	Address 所在地	104～106 Le Loi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	Phat Thanh：GF shop、1～3F residence、 Matran： GF shop、1～2F residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	660 ㎡	Floor space 階別面積	GF 220 ㎡	1F 220 ㎡	2F 220 ㎡	F ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	3,4-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	8m	Depth 奥行	27m
Height 高さ	Top of height 最高部高	11m	Height of story 階高	3.5m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Before 1965
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	brick
Form of construction 主体構造	masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood piles

Floor system 床組	S＋RC
Frame system 軸組	brick
Roof system 小屋組	S, finish: tile-roofed

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅： Shape 形状：
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅： Shape 形状：
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所： Condition 状況：
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所： Condition 状況：
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所： Condition 状況：
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所： Condition 状況：
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角：X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角：X =0° Y =0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所： Condition 状況：
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所： Condition 状況：
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所： Condition 状況：
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所： Condition 状況：
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所： Condition 状況：

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査（傾斜・常時微動）	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey（VisualCheck&PercussionTest） 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

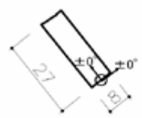
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

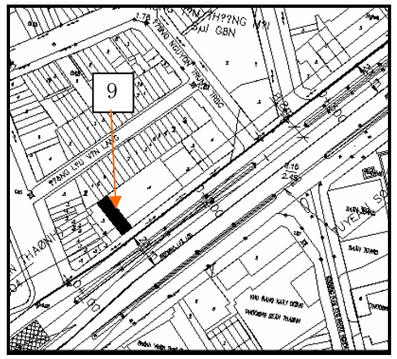
Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

In my guess, these 2 buildings are reconstructed in wartime (1930-1959).
No inclination, but we see cracks and water leaks.

フランス統治時代と思われるが、2棟とも古い時代に改築している。
傾きはないが劣化が見られる。





Architectural records 建物カルテ 10

Name of building 建物名称	Name 名 称	Yan Hung
	Address 所在地	76～88 Le Loi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF: 10 shops、1～2F: residence、 3F: extension

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	3330 ㎡	Floor space 階別面積	GF 1110 ㎡	1F 1110 ㎡	2F 1110 ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上		3-storied 階	Underground 地下		0-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		41m	Depth 奥行		27m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		13m	Height of story 階高		3.5m	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	French governace era About 1885
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood piles

Floor system 床組	
Frame system 軸組	brick
Roof system 小屋組	wood、 tile-roofed

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	■Y ・□N	Part 箇所:テラス	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X =0°	Y =0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

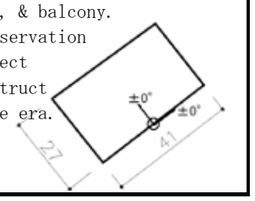
Drawing 設計図書

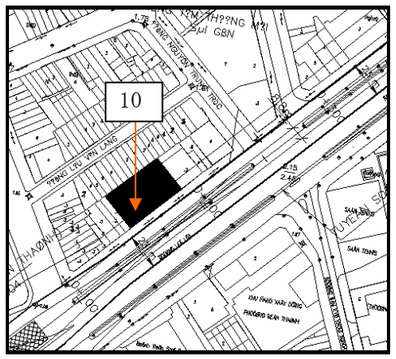
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

The buildings from 9 to 10 were a body in French governance era.
3-storied apartment with balcony on 2nd floor had a entrance & stairs in the center. Now the 2nd balcony is removed and extended shops on 1st floor in the place. Some part of the building is added to 4th floor.
No inclination, but waterleak on roof, outer wall, & balcony.
The terrace is deflected and inclined, so the preservation isn't good. We like to entry the building to object of this survey because common buildings to reconstruct and to extend keep standing from French governance era.





Architectural records 建物カルテ 11

Name of building 建物名称	Name 名 称	Sapa その他
	Address 所在地	74 – 76 Le Loi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF: 4 shops、1～2F: residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	1080 ㎡	Floor space 階別面積	GF 360 ㎡	1F 360 ㎡	2F 360 ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上		3-storied 階	Underground 地下		0-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		17m	Depth 奥行		21m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		13m	Height of story 階高		3.5m	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	French governance era About 1925
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	brick
Roof system 小屋組	Wood, tile-roofed

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角: X Y	
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角: X =0° Y =0°	
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

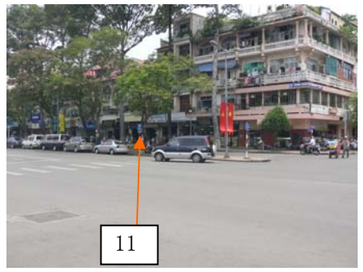
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

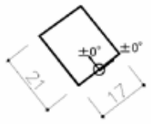
Picture・Drawing 写 真・図 面

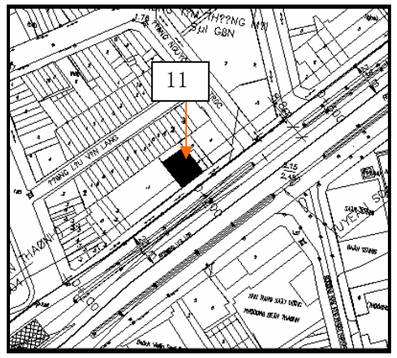


Diagnosis・note 全体所見・特記

11 to 14 were one building in French governance era.
The entrance and stairs to residence area were in the center.
No inclination. The roof is repaired.
The deterioration is not good.

⑪～⑭は、フランス統治時代は一つの建物であった。
正面真ん中に玄関と住宅への階段を配置している。
傾斜はないが、屋根は不良で大改修されている。
劣化状況はあまり良くない。





Architectural records 建物カルテ 12

Name of building 建物名称	Name 名 称	Manh Thang
	Address 所在地	72B Le Loi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF: shop、1～3F residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	240 ㎡	Floor space 階別面積	GF 60 ㎡	1F 60 ㎡	2F 60 ㎡	3F 60 ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	4thstoried 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	4m	Depth 奥行	15m
Height 高さ	Top of height 最高部高	14m	Height of story 階高	3.5m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Before 1956
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	Bearing wall structure
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	Brick
Roof system 小屋組	Wood, tile-roofed

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X=0° Y=0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	□Y ・■N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	□Y ・■N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

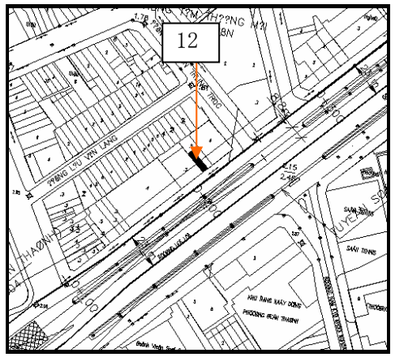
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

Althought this is satisfactorily repaired, the imitation of French governance era has high historical value.
There are balconies all in the façade.
Probably, 12 to 14 were continued as one building.
Deterioration and inclination are good. Preservation is good.

相当に改修されているが、フランス時代の名残を残した建物で、歴史的な価値は高い。
ファサード全面にバルコニーが廻らされている。
⑫～⑭までつながっていた可能性がある。
劣化、傾斜は少なく、保存状態は良好である。



Architectural records 建物カルテ 13

Name of building 建物名称	Name 名 称	Thuc Pham
	Address 所在地	72 Le Loi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF～4F shop

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	700 ㎡	Floor space 階別面積	GF 140 ㎡	1F 140 ㎡	2F 140 ㎡	3F 140 ㎡	4F 140 ㎡
Story 階数	ground 地上		5-storied 階	Underground 地下		0-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		4m	Depth 奥行		25m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		17.5m	Height of story 階高		3.5m	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1976-1990
Change of use 用途変更履歴	□Y ・■N
Extending 増築履歴	□Y ・■N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Bearing wall structure
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X=0° Y=0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

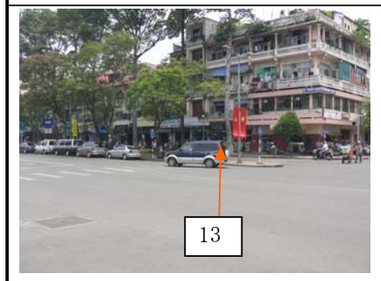
Building & foundation survey 建物・基礎調査

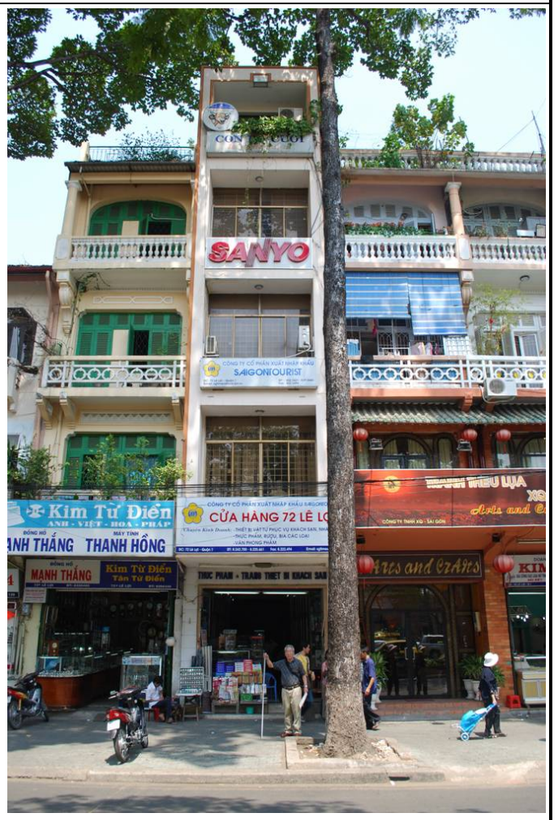
Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	□Y ・■N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	□Y ・■N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

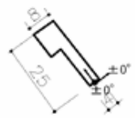


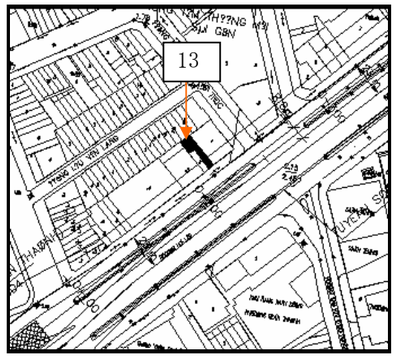


Diagnosis・note 全体所見・特記

Preservation is good.

保存状態は、傾斜、劣化とも良好である。





Architectural records 建物カルテ 14

Name of building 建物名称	Name 名 称	Kim Dung Doahn Nighiep Tu Nhah
	Address 所在地	68-70 Le Loi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF～1F: shop、2～3F: residence, 4F: extention

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	2050 ㎡	Floor space 階別面積	GF 410 ㎡	1F 410 ㎡	2F 410 ㎡	3F 410 ㎡	4F 410 ㎡
Story 階数	ground 地上		5-storied 階	Underground 地下		0-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		17m	Depth 奥行		24m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		17m	Height of story 階高		3.5m	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	French governance era before 1930
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		■Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	Bearing wall structure
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	brick
Roof system 小屋組	

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X =0°	Y =0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

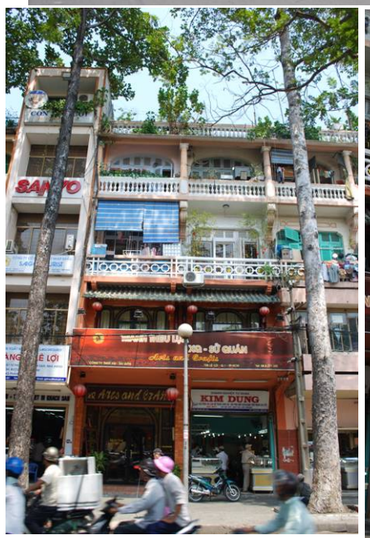
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

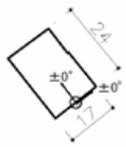
Picture・Drawing 写 真・図 面

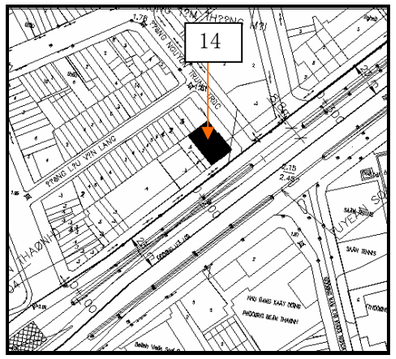


Diagnosis・note 全体所見・特記

There are balconies around the buildings.
The building has French governance era's design.
No inclination, but cracks on each part.
The preservation is bad.

建物前面にバルコニーが廻らされており、
フランス統治時代の意匠を残している建物。
傾斜はないが、建物各所にクラックあり、
保存状態はあまり良くない。





Architectural records 建物カルテ 15

Name of building 建物名称	Name 名 称	Cty Co Phan Kim Hoan Thane Nien
	Address 所在地	66 Ter Le Loi - Quan 1
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF: shop 1～2F: office

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	1900 ㎡	Floor space 階別面積	GF 630 ㎡	1F 630 ㎡	2F 630 ㎡	F ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	3-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	16m	Depth 奥行	31m
Height 高さ	Top of height 最高部高	11m	Height of story 階高	3m (4m)

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1930-1959
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	Bearing wall structure
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	Brick
Roof system 小屋組	unknown

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X	Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

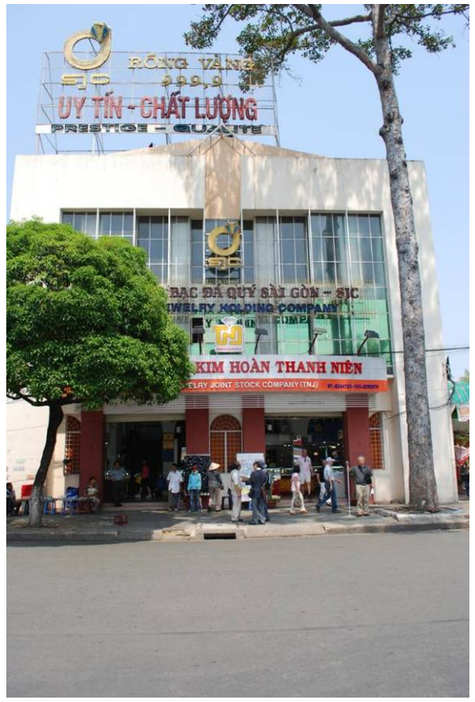
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

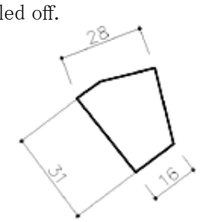
Picture・Drawing 写 真・図 面

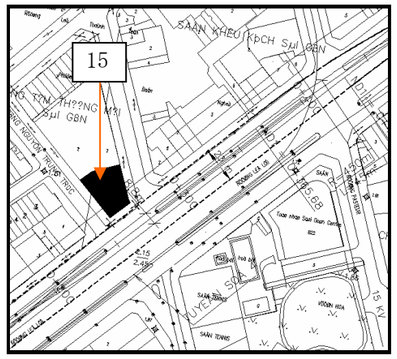


Diagnosis・note 全体所見・特記

It is probably reconstructed old building.
Exterior is repaired, and interior saves old.
There are cracks on structure, and the finish is peeled off.
The preservation is bad.

古い建物を改造した可能性が大きい。
外部改修、内部は古いものを残す。
劣化状況はあまり良くない。
躯体にひびが入っており仕上げにも
剥離が見られ、保存状態は良くない。





Architectural records 建物カルテ 16

Name of building 建物名称	Name 名 称	Ngan Thong
	Address 所在地	64 Le Loi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF shop、1,2F residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	340 ㎡	Floor space 階別面積	GF 170 ㎡	1F 170 ㎡	2F 100 ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上	3-storied 階	Underground 地下	0-storied 階			
Size 大きさ	Width 間口	9m	Depth 奥行	17m			
Height 高さ	Top of height 最高部高	10m	Height of story 階高	4.5m(3m)			

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1930-59
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・□N
	Conflagration 火災歴	□Y ・□N
	Earthquake 震災歴	□Y ・□N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	Masonry
Type of foundation 基礎形式	Differential settlement presumably indicates no piles

Floor system 床組	
Frame system 軸組	Brick
Roof system 小屋組	Wood, tile-roofed

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角: X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	■Y ・□N	Angle 傾斜角: X =0.5°	Y =0.5°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to Survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring & PhotoSurvey (Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査 (建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	Nondestructive Measurement Test (Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査 (傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (Visual Check & PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others ( ) その他 ( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

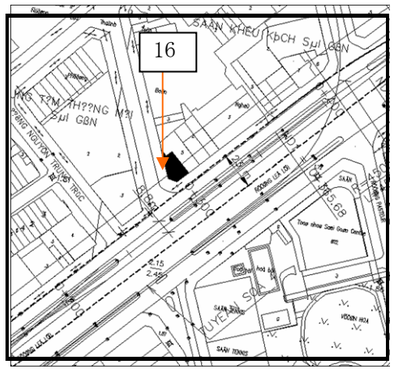
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

The shop is closed in the survey time. The preservation is too bad.
There are many cracks, a differencial settlement, large inclination.
This building needs special attention.

店舗は当日は閉鎖されていた。
建物の保存状態は極めて悪い。
亀裂多く、不同沈下が見られる。
傾斜も大きい。
要注意建築物である。



Architectural records 建物カルテ 17

Name of building 建物名称	Name 名 称	Fahasa
	Address 所在地	60, 62 Le Loi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	G,1F: shop、,2～4F: residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	1300 ㎡	Floor space 階別面積	GF 260 ㎡	1F 260 ㎡	2F 260 ㎡	3F 260 ㎡	4F 260 ㎡

Story 階数	ground 地上	5-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	8m	Depth 奥行	26m
Height 高さ	Top of height 最高部高	18m	Height of story 階高	4.5m(3.5m)

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1976-1990
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・■N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood piles

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	Composite structure: Linear : RC、 planar : brick
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X =0° Y =0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:

Picture・Drawing 写 真・図 面

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to Survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	□Y ・■N	
	Measuring & PhotoSurvey (Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査 (建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	Nondestructive Measurement Test (Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査 (傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (Visual Check & PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	□Y ・■N	
	Others ( ) その他 ( )	□Y ・□N	

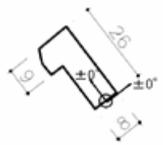
Drawing 設計図書

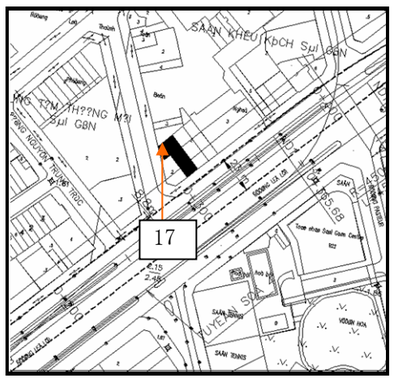
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Diagnosis・note 全体所見・特記

It is comparatively new.
The deterioration and inclination are almost nothing.
Good preservation.

近年の建替えの建物。
比較的新しく、劣化、傾斜とも比較的良好である。





Architectural records 建物カルテ 18

Name of building 建物名称		
	Name 名 称	GOSTO
	Address 所在地	58 Le Loi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF～1F shop

設計施工		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	210 ㎡	Floor space 階別面積	GF 70 ㎡	1F 70 ㎡	2F 70 ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上	2 -storied 階	Underground 地下	0-storied 階			
Size 大きさ	Width 間口	4m	Depth 奥行	17m			
Height 高さ	Top of height 最高部高	11m	Height of story 階高	3.5m			

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Recent building or redecorated old one
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・□N
	Conflagration 火災歴	□Y ・□N
	Earthquake 震災歴	□Y ・□N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	Masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	Brick
Roof system 小屋組	wood

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角: X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角: X=0°	Y=0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

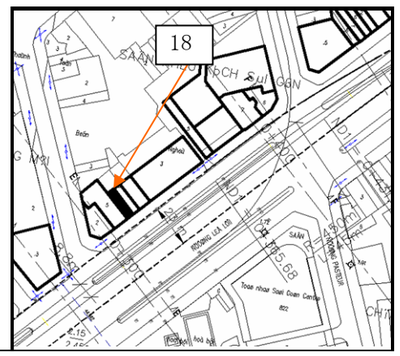
Picture・Drawing 写 真・図 面

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to Survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	□Y ・■N	
	Measuring & PhotoSurvey (Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査 (建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	Nondestructive Measurement Test (Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査 (傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (Visual Check & PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	□Y ・■N	
	Others ( ) その他 ( )	□Y ・□N	

Diagnosis・note 全体所見・特記

This building is rebuilt or redecorated.
No inclination.
古い建物の建替か改装。
傾斜はなかった。



Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Architectural records 建物カルテ 19

Name of building 建物名称		
	Name 名 称	Peabel
	Address 所在地	54, 56 Le Loi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	1F: 2 shops、2F: residence

設計施工		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	380 ㎡	Floor space 階別面積	GF 190 ㎡	1F 190 ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上	2-storied 階	Underground 地下	0-storied 階			
Size 大きさ	Width 間口	11m	Depth 奥行	17m			
Height 高さ	Top of height 最高部高	8m	Height of story 階高	4m(3.5m)			

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Rebuilt only facade
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・□N
	Conflagration 火災歴	□Y ・□N
	Earthquake 震災歴	□Y ・□N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	Masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	Brick
Roof system 小屋組	wood

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X =0° Y =0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

Picture・Drawing 写 真・図 面

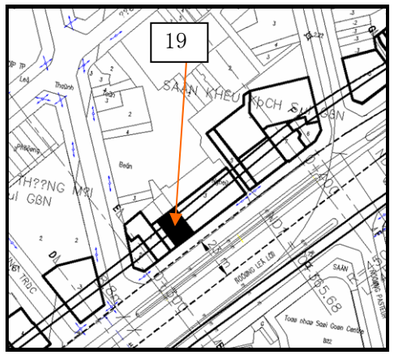
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to Survey 調査の必要性			
	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring & PhotoSurvey (Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査 (建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	Nondestructive Measurement Test (Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査 (傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (Visual Check & PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others ( ) その他 ( )	□Y ・□N	

Diagnosis・note 全体所見・特記

It is maybe old building in 19c, and it is decrepit.
Only leftside façade is rebuilt. And it is redecorated on the road side.
The shop on first floor is extended under a balcony toward road side.
The deterioration and inclination are comparatively small.

1800 年代と思われる古い建物で老朽化している。
左側はファサードだけ改築している。道路側が改装されている。
1F の店舗は、バルコニー下を道路側まで増築したようである。
劣化、傾斜とも比較的少ない。



Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Architectural records 建物カルテ 20

Name of building 建物名称	Name 名 称	Shop & Apartment in French Governance Era
	Address 所在地	38-52 Le Loi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	1F 8 shops、2～3F residence + attic

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	2500 ㎡	Floor space 階別面積	GF 800 ㎡	MF 700 ㎡	1F 500 ㎡	2F 500 ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上 3-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口 35m	Depth 奥行	17m
Height 高さ	Top of height 最高部高 16m	Height of story 階高	4.2m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Maybe 19C
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	brick
Form of construction 主体構造	Masonry(joint: plaster)
Type of foundation 基礎形式	Presumably wood pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	
Roof system 小屋組	

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	See drawings of the findings of the inclination survey	
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	See drawings of the findings of the inclination survey	
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to Survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring & PhotoSurvey (Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査 (建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	Nondestructive Measurement Test (Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査 (傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (Visual Check & PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others ( ) その他 ( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

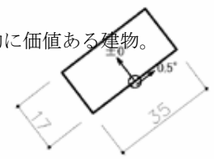
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

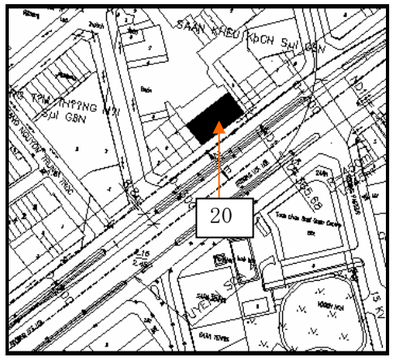
Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

In our guess, this building is built in 19C and has historical value.
The shop is overhang to road under the balcony.
The wall is inclined toward road.
The joint of bricks is deteriorated.

フランス統治時代 1800 年代の建物と思われ、歴史的に価値ある建物。
バルコニー下を道路まで張り出し店舗にしている。
道路に沿って傾斜がある。
レンガ目地が劣化している。





Architectural records 建物カルテ 21

Name of building 建物名称	Name 名 称	CUC
	Address 所在地	36 Le Loi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	1F shop、,2～6F residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	1140 ㎡	Floor space 階別面積	GF 190 ㎡	1F 190 ㎡	2F 190 ㎡	3F 190 ㎡	4-5F 190 ㎡
Story 階数	ground 地上	6-storied 階	Underground 地下	0-storied 階			
Size 大きさ	Width 間口	5m	Depth 奥行	37m			
Height 高さ	Top of height 最高部高	20m	Height of story 階高	4.2m(3.2m)			

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Maybe Rebuilt around 1970
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Maybe liner: RC, planar:Brick
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood piles

Floor system 床組	Presumable RC
Frame system 軸組	Presumable RC
Roof system 小屋組	Presumable RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X=0°	Y=0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to Survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring & PhotoSurvey (Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査 (建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	Nondestructive Measurement Test (Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査 (傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (Visual Check & PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others ( ) その他 ( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

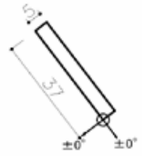
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

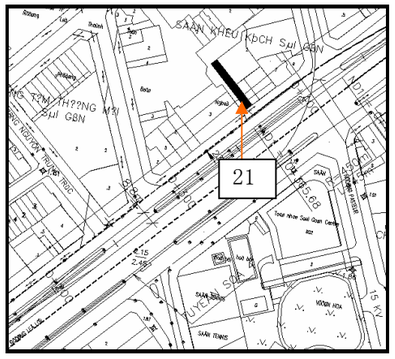
Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

The inclination is small, but structure is unsure.
There are cracks.

傾斜は少ないが構造的に不明解。
亀裂はあり。





Architectural records 建物カルテ 22

Name of building 建物名称	Name 名 称	Xuong, Kimdo, Lotus Gallery, Jazz Club
	Address 所在地	34, 32, 30, 28 Le Loi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF: 4 shops , 1F: shop + residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	1400 ㎡	Floor space 階別面積	GF 700 ㎡	1F 700 ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	2-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	19m	Depth 奥行	17m
Height 高さ	Top of height 最高部高	12m	Height of story 階高	4m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Maybe 19C
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		■Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	Masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	Brick
Roof system 小屋組	wood

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	See drawings of the findings of the inclination survey	
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	See drawings of the findings of the inclination survey	
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to Survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring & PhotoSurvey (Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査 (建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	Nondestructive Measurement Test (Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査 (傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (Visual Check & PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others ( ) その他 ( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

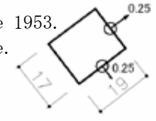
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

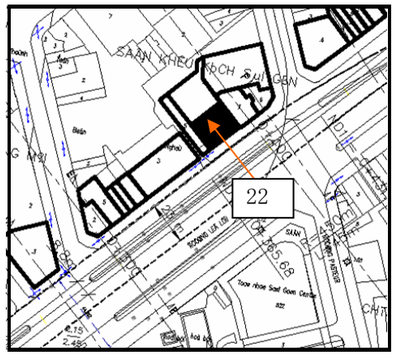
Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

It's presumably a historical building in French governance era, 19C.
These shops are overhung and extended. The foundation is unsure.
The deterioration is bad.

According to the left side resident, who has lived since 1953.
In the Vietnam War, the damage was only blown windowpane.
The floor system has changed wood to RC,
and also roof to iron plate.
The part of balcony is extension.





Architectural records 建物カルテ 23

Name of building 建物名称	Name 名 称	Unknown
	Address 所在地	unknown
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	G～3F warehouse（or residence）

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	Unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	1750 ㎡	Floor space 階別面積	GF 430 ㎡	1F 430 ㎡	2F 430 ㎡	3F 430 ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	4-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	20m	Depth 奥行	20m
Height 高さ	Top of height 最高部高	10m?	Height of story 階高	m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Maybe 19C
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	Masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable no pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	Brick
Roof system 小屋組	wood

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:漆喰剥離
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:漆喰剥離
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

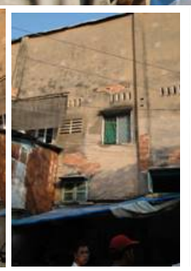
Building & foundation survey 建物・基礎調査

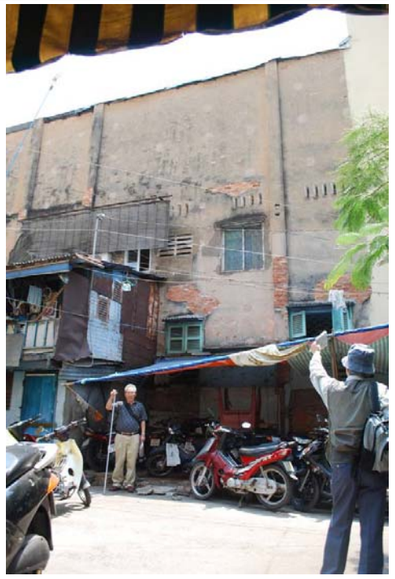
Necessity to Survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring & PhotoSurvey (Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査 (建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	Nondestructive Measurement Test (Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査 (傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (Visual Check & PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others ( ) その他 ( )	□Y ・□N	

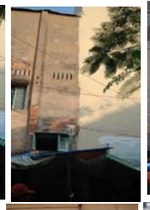
Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面



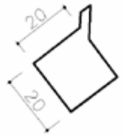


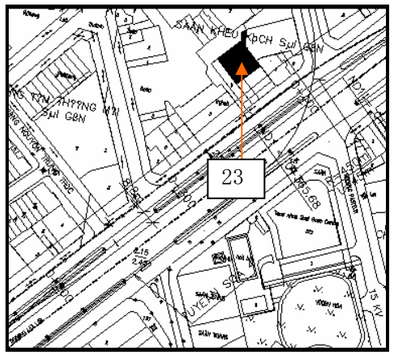


Diagnosis・note 全体所見・特記

It is not sure how to use this building.
Cinema theater may relate to this unknown building.
It is decrepit.

用途が不明解。
26 の映画館との関連があるか。
老朽化している。





Architectural records 建物カルテ 24

Name of building 建物名称	Name 名 称	Sea Bank
	Address 所在地	26 Le Loi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF～6F office(bank)

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	1800 ㎡	Floor space 階別面積	GF 260 ㎡	1F 260 ㎡	2F 260 ㎡	3F 260 ㎡	4-6F 260 ㎡

Story 階数	ground 地上	7th-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	13m	Depth 奥行	21m
Height 高さ	Top of height 最高部高	24m	Height of story 階高	4.7m(3.2m)

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	New building
Change of use 用途変更履歴	□Y ・■N
Extending 増築履歴	□Y ・■N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	□Y ・■N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable PC pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X =0° Y =0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

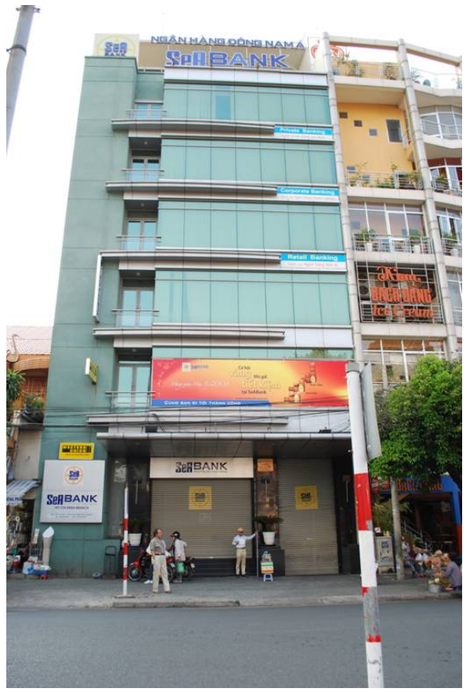
Building & foundation survey 建物・基礎調査

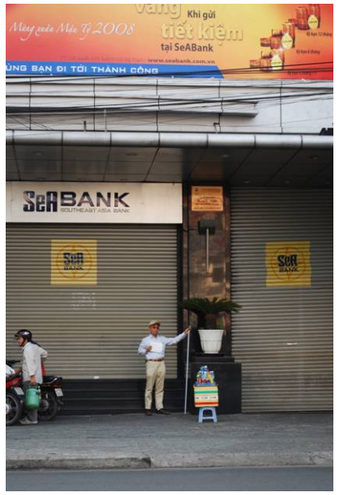
Necessity to Survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	□Y ・■N	
	Measuring & PhotoSurvey (Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査 (建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	Nondestructive Measurement Test (Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査 (傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (Visual Check & PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	□Y ・■N	
	Others ( ) その他 ( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

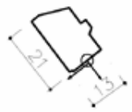


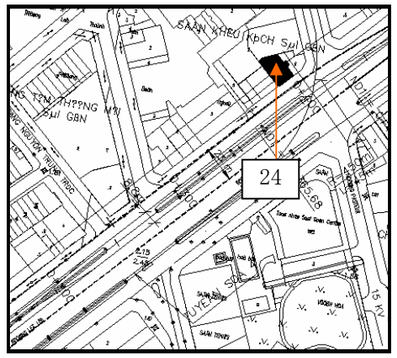


Diagnosis・note 全体所見・特記

It's new. No deterioration. Good building.

新しい建物で劣化はなく良好である。





Architectural records 建物カルテ 25

Name of building 建物名称	Name 名 称	Bach Bang (Ice Cream)
	Address 所在地	23 Le Loi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF～6F shop

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	1050 ㎡	Floor space 階別面積	GF 150 ㎡	1F 150 ㎡	2F 150 ㎡	3F 150 ㎡	4-6F 150 ㎡
Story 階数	ground 地上	7-storied 階	Underground 地下	0-storied 階			
Size 大きさ	Width 間口	15m	Depth 奥行	17m			
Height 高さ	Top of height 最高部高	24m	Height of story 階高	4.7m(3.2m)			

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	2nd half of 20C
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X =0° Y =0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to Survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	□Y ・■N	
	Measuring & PhotoSurvey (Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査 (建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	Nondestructive Measurement Test (Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査 (傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (Visual Check & PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	□Y ・■N	
	Others ( ) その他 ( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

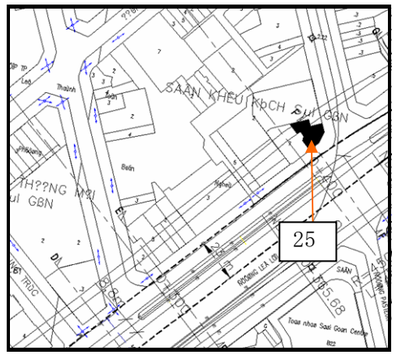
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

We can't see deterioration.

劣化は見られない。



Architectural records 建物カルテ 26

Name of building 建物名称	Name 名 称	Vienh Quang
	Address 所在地	59 Pasteur Q1
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	A part of GF, 1F: cinema theater

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	1360 ㎡	Floor space 階別面積	GF 680 ㎡	1F 680 ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上	2-storied 階	Underground 地下	0-storied 階			
Size 大きさ	Width 間口	24m	Depth 奥行	31m			
Height 高さ	Top of height 最高部高	13m	Height of story 階高	4.2m			

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Maybe 1930-1959
Change of use 用途変更履歴	□Y ・■N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・□N
	Conflagration 火災歴	□Y ・□N
	Earthquake 震災歴	□Y ・□N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	Masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable no pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	Brick
Roof system 小屋組	wood

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	■Y ・□N	Angle 傾斜角:X=0.25° Y=0.25°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

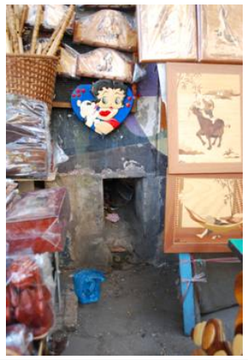
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

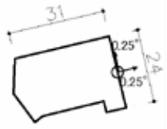
Picture・Drawing 写 真・図 面

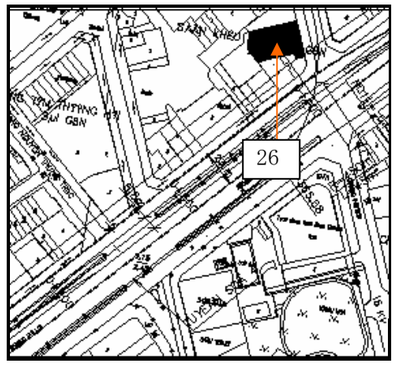


Diagnosis・note 全体所見・特記

This old cinema theater is brick structure and decrepit.
The theater is still used now.
The building has slight inclination.

老朽化したレンガ造の古い映画館。
現在も使われている。
少し傾斜がある。





Architectural records 建物カルテ 27

Name of building 建物名称	Name 名 称	NHG(name is unknown)
	Address 所在地	26 LeLoi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF shops、1～4F residence (entrance is left side)

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	2450 ㎡	Floor space 階別面積	GF 490 ㎡	1F 490 ㎡	2F 490 ㎡	3F 490 ㎡	4F 490 ㎡

Story 階数	ground 地上	5-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	23m	Depth 奥行	23m
Height 高さ	Top of height 最高部高	19m	Height of story 階高	5.8m(3.2m)

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Around 1975
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X=0° Y=0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

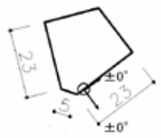
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

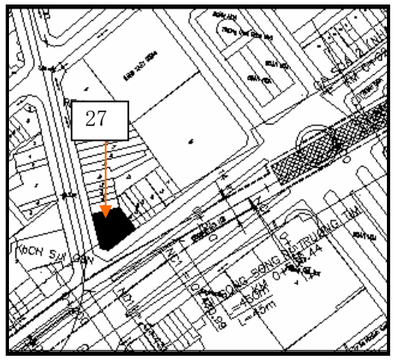
Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

The deterioration is bad like peeling on the bottom of balcony.
There is no inclination.

バルコニー下など剥離が起こっており、
劣化状況は良くない。
傾斜は見られない。





Architectural records 建物カルテ 28

Name of building 建物名称	Name 名 称	Xuan Qui Shop
	Address 所在地	24 LeLoi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF: shop、1～7F: office

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	800 ㎡	Floor space 階別面積	GF 100 ㎡	1F 100 ㎡	2F 100 ㎡	3F 100 ㎡	4-7F 100 ㎡

Story 階数	ground 地上	8-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	4m	Depth 奥行	24m
Height 高さ	Top of height 最高部高	27m	Height of story 階高	3.3m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Recent building
Change of use 用途変更履歴	□Y ・■N
Extending 増築履歴	□Y ・■N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	□Y ・■N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・■N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	□Y ・■N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	□Y ・■N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

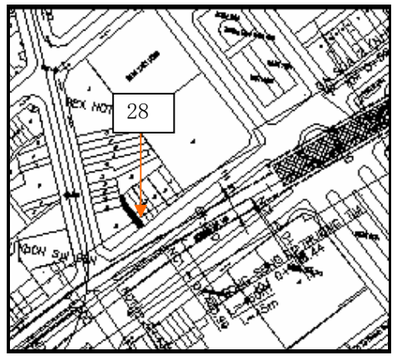
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

This recent RC building has shop on first floor, and office on the upper floors.
It's not sure that the foundation is on old wooden piles.
Althought the finished materials are peeled off, deterioration is almost great.

近年建替えられたＲＣの 1F 店舗、2F 以上事務所の建物。
基礎は従来の木杭の上に建てられているか不明。
仕上げに浮きが見られるが劣化状況は概ね良好である。



Architectural records 建物カルテ 29

Name of building 建物名称	Name 名 称	Nong Chon
	Address 所在地	22 LeLoi、District1
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF-2F shop

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	300 ㎡	Floor space 階別面積	GF 100 ㎡	1F 100 ㎡	2F 100 ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上	3-storied 階	Underground 地下	0-storied 階			
Size 大きさ	Width 間口	4m	Depth 奥行	24m			
Height 高さ	Top of height 最高部高	11m	Height of story 階高	4m(3.5m)			

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Before 1965
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N (3rd floor)
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	Masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	Brick
Roof system 小屋組	Wood, tile-roofed

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角: X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角: X	Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Picture・Drawing 写 真・図 面

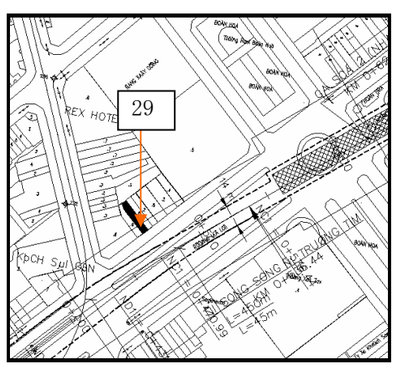
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Diagnosis・note 全体所見・特記

The 2nd floor is extended.
The deterioration is bad.

2 階は増築されたもの。
劣化状況は余り良くない。



Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Architectural records 建物カルテ 30

Name of building 建物名称		
	Name 名 称	Lien
	Address 所在地	20 LeLoi、District1
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF shop、1～5F office

設計施工		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	500 ㎡	Floor space 階別面積	GF 100 ㎡	1F 100 ㎡	2F 100 ㎡	3F 100 ㎡	4-5F 100 ㎡
Story 階数	ground 地上	6-storied 階	Underground 地下	0-storied 階			
Size 大きさ	Width 間口	4m	Depth 奥行	24m			
Height 高さ	Top of height 最高部高	22m	Height of story 階高	4m(3.5m)m			

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Around 1975
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴		
	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Bearing wall structure
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・■N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	□Y ・■N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	□Y ・■N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

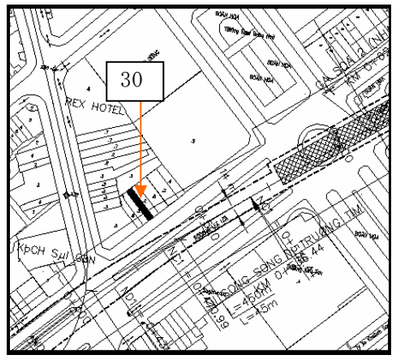
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

The building is reconstructed around 1975.
It's not sure that old piles are used in this building.
The deterioration is comparatively good.

1975 年ごろに建替えられた建物。
従来の基礎を利用しているかどうかは不明。
劣化状況は比較的良好。



Architectural records 建物カルテ 31

Name of building 建物名称	Name 名 称	Mai Thao
	Address 所在地	18 LeLoi St.
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF shop、1F residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	200 ㎡	Floor space 階別面積	GF 100 ㎡	1F 100 ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上	2-storied 階	Underground 地下	0-storied 階			
Size 大きさ	Width 間口	4m	Depth 奥行	24m			
Height 高さ	Top of height 最高部高	軒高 8m	Height of story 階高	4m(3.5m)m			

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Around 1923
Change of use 用途変更履歴	□Y ・■N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		■Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	Masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	brick
Roof system 小屋組	wood 、 tile-roofed(now, tin roofed)

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

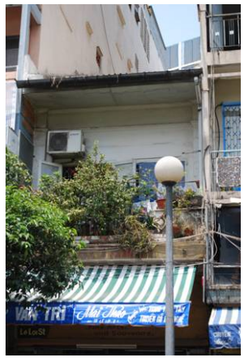
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

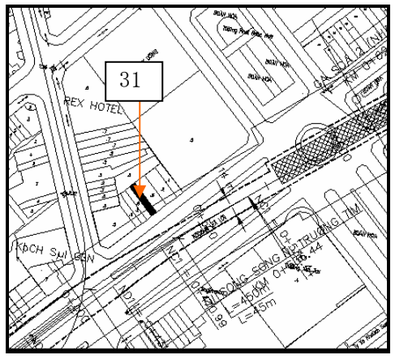
Picture・Drawing 写 真・図 面



Diagnosis・note 全体所見・特記

It's a historical building which is the leftest of 6 tenants.
Under the eaves is covered.
The deterioration is bad.

6 軒長屋の左端である歴史的な建物。
1 階の軒裏には化粧カバーが施されている。
劣化状況は余り良くない。



Architectural records 建物カルテ 32

Name of building 建物名称		
	Name 名 称	Thanh Do
	Address 所在地	16 LeLoi St.
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF shop、1F～5F residence, extention on the rooftop.

設計施工		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	600 ㎡	Floor space 階別面積	GF 100 ㎡	1F 100 ㎡	2F 100 ㎡	3F 100 ㎡	4-5F 100 ㎡
Story 階数	ground 地上	6-storied 階	Underground 地下	0-storied 階			
Size 大きさ	Width 間口	4m	Depth 奥行	24m			
Height 高さ	Top of height 最高部高	22m	Height of story 階高	4m(3.5m)m			

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	After 1975
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Bearing wall structure
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

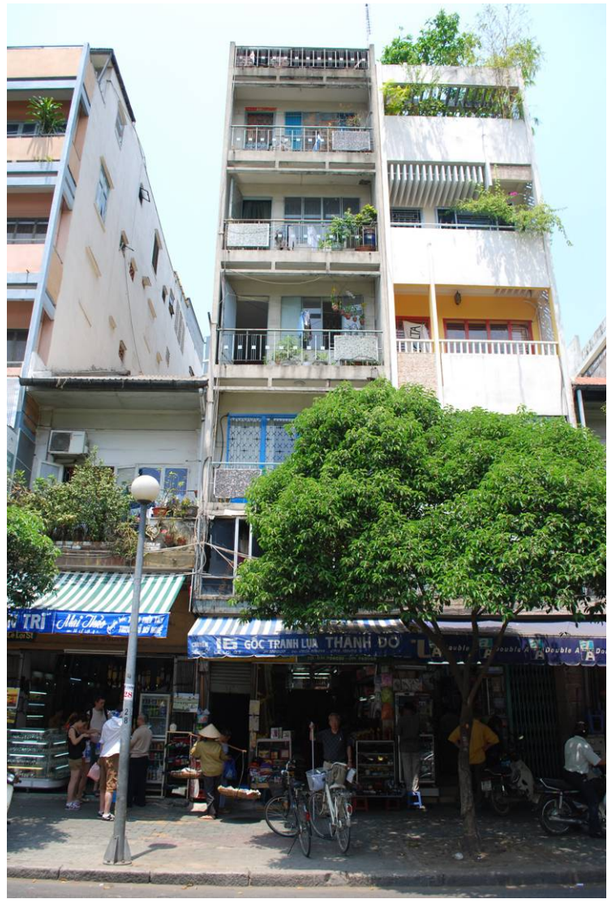
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

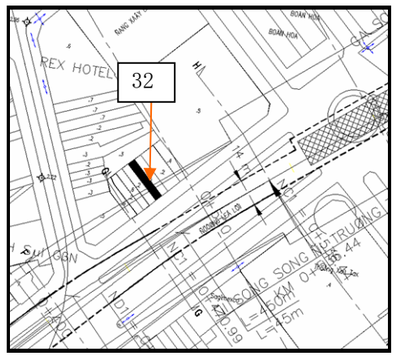
Picture・Drawing 写 真・図 面



Diagnosis・note 全体所見・特記

There are exfoliations on bottoms of 2nd and 3rd balconies.
The deterioration is so bad.

2, 3F バルコニー下部などに剥落があり、劣化が大きい。



Architectural records 建物カルテ 33

Name of building 建物名称	Name 名 称	Tuoi
	Address 所在地	14 LeLoi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF: shop、1～3F residence, hut is extended on rooftop

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	400 ㎡	Floor space 階別面積	GF 100 ㎡	1F 100 ㎡	2F 100 ㎡	3F 100 ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上	4-storied 階	Underground 地下	0-storied 階			
Size 大きさ	Width 間口	4m	Depth 奥行	24m			
Height 高さ	Top of height 最高部高	18m	Height of story 階高	4m(3.5m)mm			

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Recent building
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・□N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	Hut on the rooftop

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

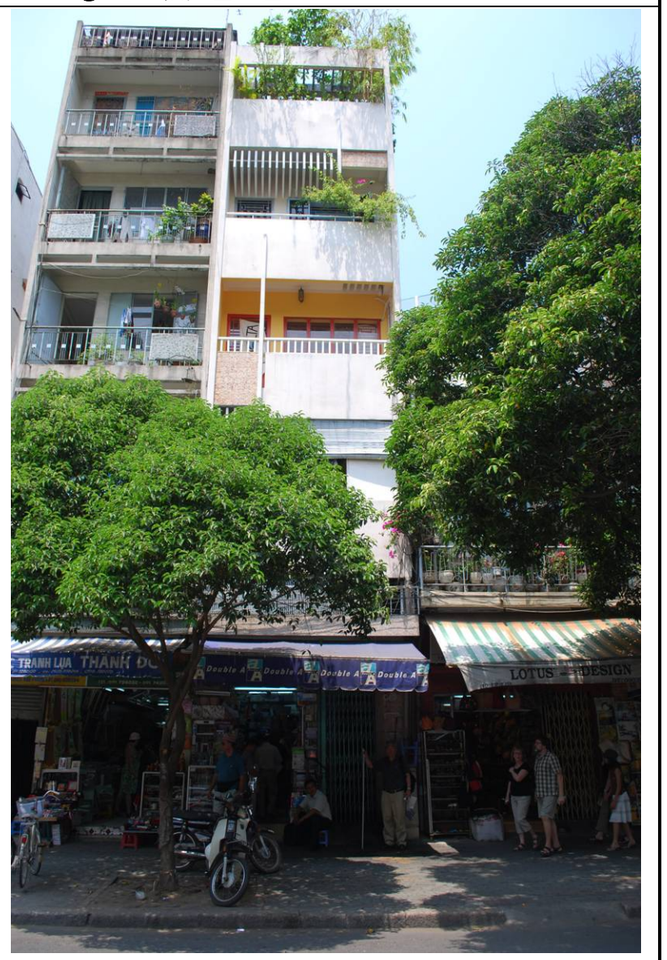
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	□Y ・■N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	□Y ・■N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

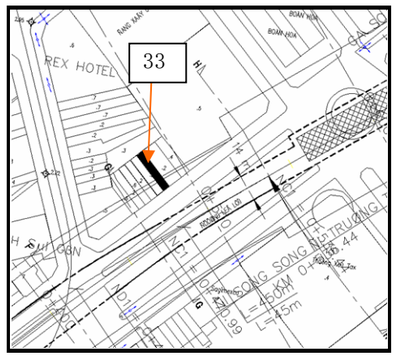
Picture・Drawing 写 真・図 面



Diagnosis・note 全体所見・特記

劣化状況は良好。

Deterioration is good.



Architectural records 建物カルテ 34

Name of building 建物名称	Name 名 称	Van-Anh
	Address 所在地	10 LeLoi (right side)、12 LeLoi (left side)
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF: shop、1F: residence ＋ garret

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	380 ㎡	Floor space 階別面積	GF 190 ㎡	1F 190 ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上		2-storied 階	Underground 地下		0-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		8m	Depth 奥行		24m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		To eaves 8m	Height of story 階高		4m(3.5m)mm	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Around 1923
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	Masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	Wood
Frame system 軸組	Brick
Roof system 小屋組	wood、french tile-roofed

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査（傾斜・常時微動）	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey（VisualCheck&PercussionTest） 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

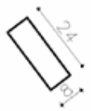
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

It's a historical building which the exterior of plaster parts on the 1st residencial floor is designly great.
The deterioration is not so good.
From 29 to 34 were in a body at that time.

1F 住居周りの漆喰の意匠性が良い歴史的建造物。
劣化状況はあまり良くない。
29 から 34 までは、元は一体の建物であった。



Architectural records 建物カルテ 35

Name of building 建物名称	Name 名 称	Minh Jan
	Address 所在地	18 LeLoi P.Ben Nghe Q1
	Owner 所有者	
	Usage 用途	GF: shop、1F～4F: residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	600 ㎡	Floor space 階別面積	GF 120 ㎡	1F 120 ㎡	2F 120 ㎡	3F 120 ㎡	4F 120 ㎡

Story 階数	ground 地上	5-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	5m	Depth 奥行	24m
Height 高さ	Top of height 最高部高	18m	Height of story 階高	4m(3.5m)mm

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Recent building
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・□N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・□N
	Conflagration 火災歴	□Y ・□N
	Earthquake 震災歴	□Y ・□N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood piles

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角: X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角: X =0°	Y =0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

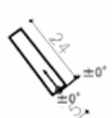
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

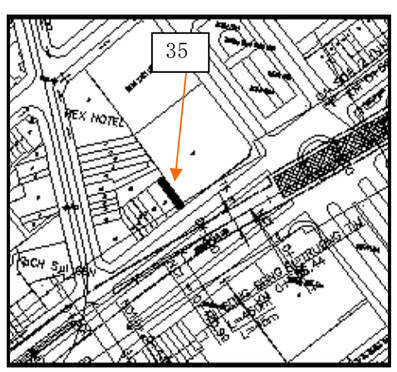
Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

The frontage is narrow.
The tiles on the balconies are peeled off, and the deterioration is bad.

間口が狭い。
庇のタイルが剥離しており、劣化状況はあまり良くない。





Architectural records 建物カルテ 36

Name of building 建物名称	Name 名 称	Rex Hotel
	Address 所在地	141 Nguyen Hue Blvd, Ho Chi Minh City, Vietnam
	Owner 所有者	Saigon Tourist Corporation (hearing : Thisan Chiy G Engineer)
	Usage 用 途	Hotel

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	A.V.T Co.	Vietnam	
	Constructor 施工者	A.V.T Co.	Vietnam	

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	12100 ㎡	Floor space 階別面積	GF 2000 ㎡	MF 1200 ㎡	1-2F 1800 ㎡	3-4F 2000 ㎡	5F/6F 1200/100
Story 階数	ground 地上		7-storied 階	Underground 地下		0-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		52m	Depth 奥行		50m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		25m	Height of story 階高		4m	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Built in 1962 Used for hotel in 1972
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		■Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Composite structure: Linear:RC, planar: brick
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	2-way continuous footing Depth 2m 25 wood piles/㎡)

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・■N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	See drawings of the findings of the inclination survey	
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	See drawings of the findings of the inclination survey	
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	□Y ・■N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	□Y ・■N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

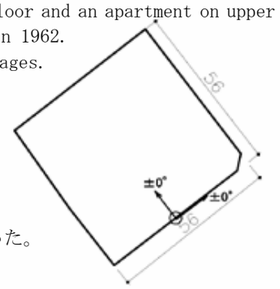
Drawing 設計図書

Plan 平面図	■Y ・□N	Site plan 配置図	■Y ・□N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

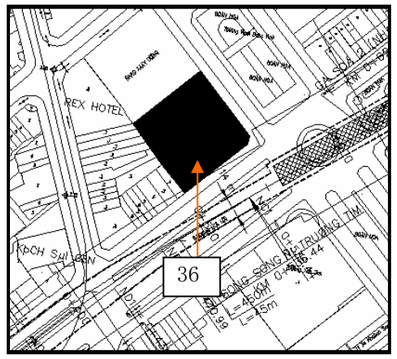
Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

In 1962, it was built for a library on the 1st floor and an apartment on upper 2nd floor, and it was remodeled to the hotel in 1962.
2 years ago, the hotel was researched the damages.
At that time, the damage was nothing.
The span of hall on the first floor is comparatively long.



1962 年 1F ライブラリー, 2F 以上アパートとして建設されたが、1972 年にホテルへ改装した。
2 年前にダメージ調査を行ったが当時破損はなかった。
1F ホールのスパンが比較的大きい。



Architectural records 建物カルテ 37

Name of building 建物名称	Name 名 称	Saigon Tax Trade Center
	Address 所在地	135 Nguyen Hue Blvd, Ho Chi minh city, Vietnam
	Owner 所有者	Hearing：Phan Dinh Thoai(Director),Tran Thuy Lien(Vice Director)
	Usage 用 途	GF～3F shop (department store) 3,4F is extended

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	French architect		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	16600 ㎡	Floor space 階別面積	GF 4150 ㎡	1F 4150 ㎡	2F 4150 ㎡	3F 4150 ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上		4-storied 階	Underground 地下		0-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		66m	Depth 奥行		64m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		21m	Height of story 階高		5m	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Around 1880
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		■Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC、 wall: brick
Form of construction 主体構造	Rigid-frame Basic span 5.65m×5.65m
Type of foundation 基礎形式	Mat foundation depth: 0.6m + 25 wood piles/㎡

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC / part of extension: S truss 3.75m canopy

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	See drawings of the finding of the inclination survey
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	See drawings of the finding of the inclination survey
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

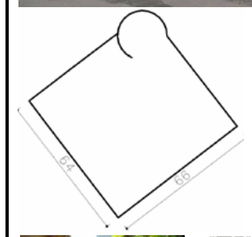
Building & foundation survey 建物・基礎調査

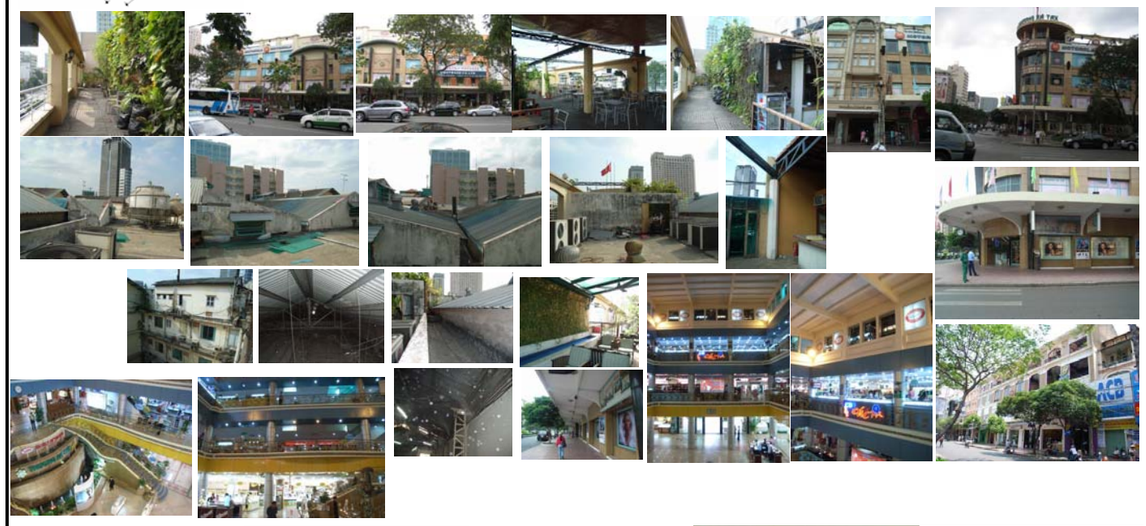
Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	申請すれば可
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	申請すれば可
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	申請すれば可
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	申請すれば可
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

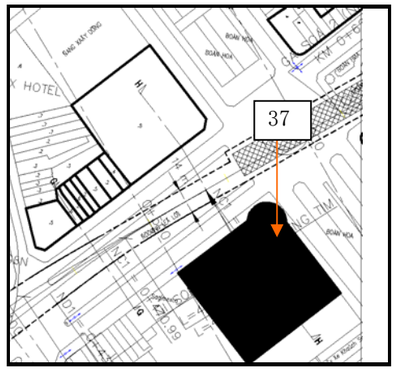




1880 年建設　1900 年初　2000 年　2003 年

Diagnosis・note 全体所見・特記

In 1880, it was built as French Colonial Department Store. In the beginning of 20C, it was extended to 4- storied as CMC-SOZDES Building. After that, it was redecorated as Ho Chi Minh City Department Store. The name became 'Tax Department Store' in 2000. Finally, it opened as 'the Saigon Tax Mall' which was repaired in 2003. There is a wellhole in the center on Ground floor. The stairs have brass handrails and mosaic tiles in those days. Interior on 1-3F was no damage. There are sprinklers for cooling the building by rainwater and a structure on the rooftop. In the future, there will be a plan to build 40-storied skyscraper after completion of subway. The building is still using the old foundation, therefore, the foundation like piles is anxiety.



Architectural records 建物カルテ 38

Name of building 建物名称	Name 名 称	Nha Hang Givral
	Address 所在地	169 Dong Khoi,P.Ben Nghe,Quau1
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	A:GF: shop、1～5F residence、B; GF: shop、1～5F: residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	13800 ㎡	Floor space 階別面積	GF 2300 ㎡	1F 2300 ㎡	2F 2300 ㎡	3F 2300 ㎡	4-5F 2300 ㎡
Story 階数	ground 地上	A:6、B:6 -storied 階		Underground 地下	0-storied 階		
Size 大きさ	Width 間口	76m		Depth 奥行	39m		
Height 高さ	Top of height 最高部高	23m		Height of story 階高	4.7m(3.5m)		

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	A : after 1975 B : before 1965
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・□N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood piles

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態 Only B	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性 B のみ	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

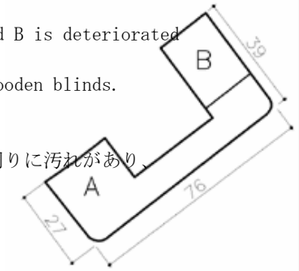
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

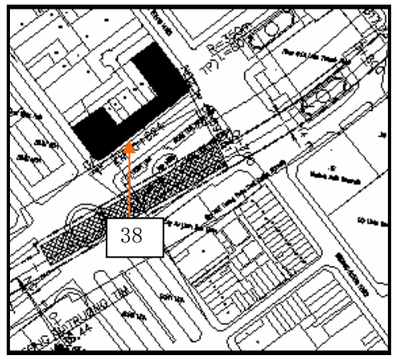
Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

The part A is a little of deterioration.
The part B has a stain around a parapet, and B is deteriorated.
There are rafters on the 4F balcony.
There are old style decorated windows and wooden blinds.

Aは劣化が少ない。
B(オペラハウス側の部分)は、屋上パラペット周りに汚れがあり、劣化が見られる。
4Fバルコニー屋根に一部垂木があり、蛇腹戸、木製ブラインドなどの古い形式が見られる。





Architectural records 建物カルテ 39

Name of building 建物名称	Name 名 称	Saigon Duty Free Shoppers
	Address 所在地	102 Nguyen Hue Blvd, Ho Chi minh City, Vietnam
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF shop、1～4F office

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	6000 ㎡	Floor space 階別面積	GF 1200 ㎡	1F 1200 ㎡	2F 1200 ㎡	3F 1200 ㎡	4F 1200 ㎡

Story 階数	ground 地上	5-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	38m	Depth 奥行	43m
Height 高さ	Top of height 最高部高	19m	Height of story 階高	5m(3.5m)

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Maybe remodeled recently
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N (small part extension on 5F)
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X=0° Y=0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

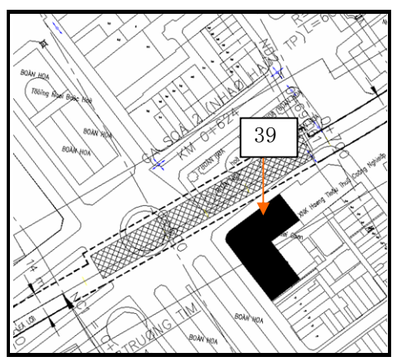
Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

it is maybe rebuilt to RC building, recently. Or it may be redecorated only part along the roads because we can see the innar part from rooftop of Caravelle hotel and the part is deteriorated. The inclination is nothing. The design of the building is unified into next building 40 like one body.
However, this building 39 is older and more deteriorative than next building 40. There is asimplified extension on the southern part on 4th floor. The foundation pile is presumably old wooden piles.



Architectural records 建物カルテ 40

Name of building 建物名称	Name 名 称	Opera View Hotel
	Address 所在地	
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF shop、1F shop･office、2～6F hotel, office

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	5300 ㎡	Floor space 階別面積	GF 750 ㎡	1F 750 ㎡	2F 750 ㎡	3F 750 ㎡	4-6F 750 ㎡

Story 階数	ground 地上	7-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	34m	Depth 奥行	22m
Height 高さ	Top of height 最高部高	36m	Height of story 階高	8m(3.5m)m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Recent rebuilt RC building
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・□N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位･変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X=0°	Y=0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

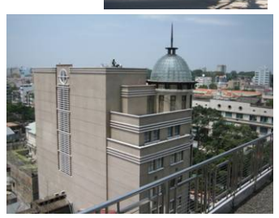
Building & foundation survey 建物・基礎調査

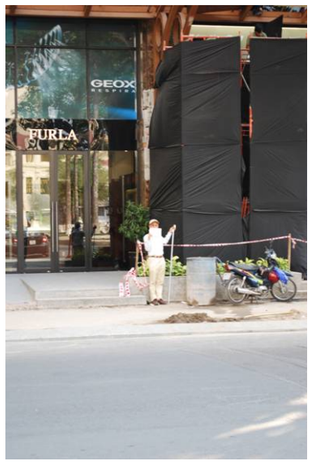
Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	□Y ・■N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	□Y ・■N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

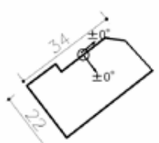


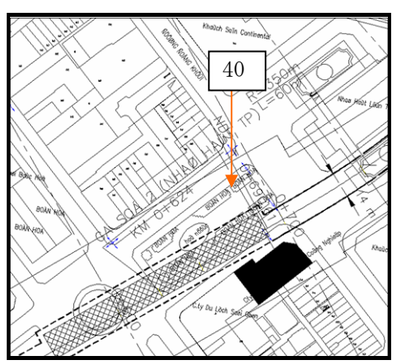


Diagnosis・note 全体所見・特記

It is presumably rebuilt to RC building, recently.
There are no inclination and deterioration.
The design of the building is unified into 39, and it looks like one body.
The pile foundation is presumably old wood piles.

近世に RC に建替えた建物と思われる。
傾斜、劣化ともに見られなかった。
39 と意匠が統一されており、一体の建物に見える。
基礎は従来の木杭の可能性がある。





Architectural records 建物カルテ 41

Name of building 建物名称	Name 名 称	ALPHANA
	Address 所在地	157 Dong Khoi
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF: 5 shops 、1～3F: shop

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	1900 ㎡	Floor space 階別面積	GF 460 ㎡	1F 460 ㎡	2F 460 ㎡	3F 460 ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	4-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	20m	Depth 奥行	23m
Height 高さ	Top of height 最高部高	軒高 13m	Height of story 階高	3.5m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Around 1965
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・■N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	Masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	Wood or steel
Frame system 軸組	Brick
Roof system 小屋組	Wood or steel、tile-roofed

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X=0°	Y=0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

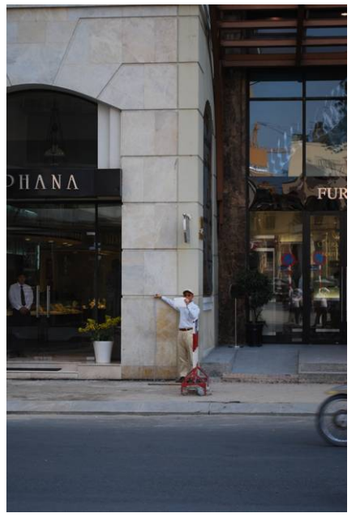
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

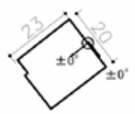
Picture・Drawing 写 真・図 面

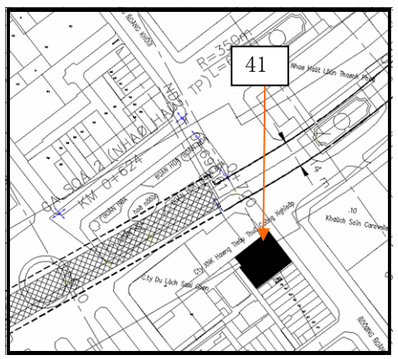


Diagnosis・note 全体所見・特記

It is maybe built around 1965.
The eaves and handrails are deteriorated, and there is no inclination.

1965 年前後の建物と思われる。
庇、手摺などに劣化が見られる。
傾斜は殆どなかった。





Architectural records 建物カルテ 42

Name of building 建物名称	Name 名 称	The City Opera House		
	Address 所在地			
	Owner 所有者			
	Usage 用 途	1～4F theater		

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Eugene Ferret	(The French)	
	Constructor 施工者	Ernest Guichard Eugene Ferret		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	5500 ㎡	Floor space 階別面積	GF 1600 ㎡	1F 1700 ㎡	2F 1200 ㎡	3F 1000 ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	4-storied 階	Underground 地下	0-storied 階(奈落)
Size 大きさ	Width 間口	32m	Depth 奥行	66m
Height 高さ	Top of height 最高部高	25m	Height of story 階高	3.45m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1898
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		■Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	Masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable brick foundation on wood piles

Floor system 床組	Maybe RC, the old part: brick-arch
Frame system 軸組	Brick
Roof system 小屋組	Steel

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	See drawings of the findings of the inclination survey
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	See drawings of the findings of the inclination survey
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

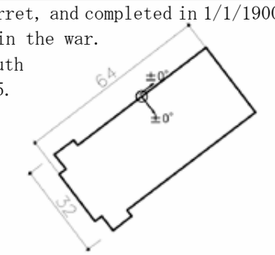
Drawing 設計図書

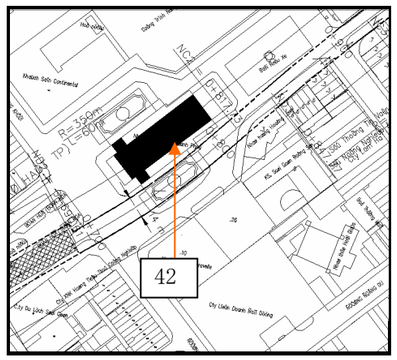
Plan 平面図	■Y ・□N	Site plan 配置図	■Y ・□N
Section 断面図	■Y ・□N	Structural 構造図	□Y ・□N
Elevation 立面図	■Y ・□N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

It was designed by French architect, Eugene Ferret, and completed in 1/1/1900.
Theopera house wasn't damaged by bombing in the war.
It was repaired in 1955. it had used as South Vietnam's National Assenbly from 1955 to 75.
it has started using for theater (a play, pop music, etc) since 1975.
Only the finish is restored in 1998 as 300th Saigon anniversary.





Architectural records 建物カルテ 43

Name of building 建物名称	Name 名 称	Continental Hotel			
	Address 所在地				
	Owner 所有者	TIEP			
	Usage 用 途	GF～3F Hotel			
設計施工		Name 名 称	Address 住 所		TEL.電 話
	Designer 設計者	French architect			
	Constructor 施工者				

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	14000 ㎡	Floor space 階別面積	GF 3500 ㎡	1F 3500 ㎡	2F 3500 ㎡	3F 3500 ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上		4-storied 階	Underground 地下		0-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		70m	Depth 奥行		49m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		m	Height of story 階高		m	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Built in 1880 2 times extension since 1992
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC、wall : brick
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	Steel or wood, tile-roofed

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	□Y ・■N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	□Y ・■N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

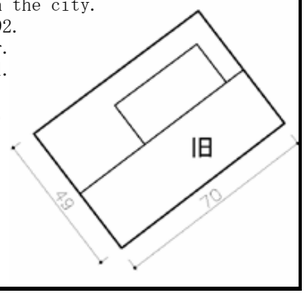
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

It was built in 1880 and the oldest hotel in the city.
The back side was extended 2 times since 1992.
After the war, TIEP became the administrator.
In 2009, there is a plan to repair the hotel.

1880 年建設、市内で最も古いホテルと思われる。
1992 年以降裏側に 2 回増築している。
戦後管理者が TIEP に変わっている。
2009 年に改修計画がある。



Architectural records 建物カルテ 44

Name of building 建物名称	Name 名 称	(Park Hyatt Saigon) Grand Imperial Saigon
	Address 所在地	
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF～8FHotel

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Tamam Sara	Malaysia	
	Constructor 施工者	1996:Rode 1996-98:Sun Spect	Italy Singapore	

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	65000 ㎡	Floor space 階別面積	GF 7200 ㎡	1F 7200 ㎡	2F 7200 ㎡	3F 7200 ㎡	4-8F 7200 ㎡
Story 階数	ground 地上	9-storied 階	Underground 地下	1(水槽)-storied 階			
Size 大きさ	Width 間口	96m	Depth 奥行	75m			
Height 高さ	Top of height 最高部高	m	Height of story 階高	m			

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1996～2005 年
Change of use 用途変更履歴	□Y ・■N
Extending 増築履歴	□Y ・■N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・■N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	PC pile to bedrock

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC、tile-roofed

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

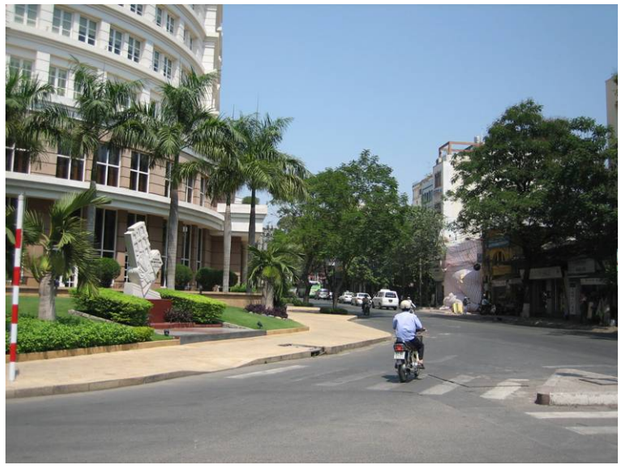
Building & foundation survey 建物・基礎調査

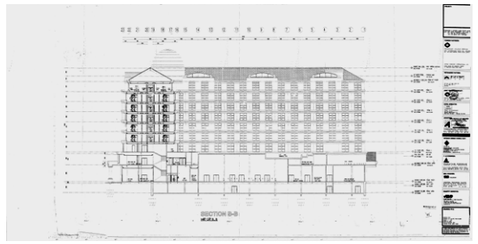
Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	□Y ・■N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	□Y ・■N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・□N	Site plan 配置図	□Y ・□N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・□N
Elevation 立面図	□Y ・□N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

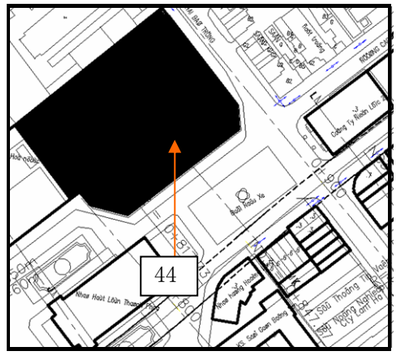




Diagnosis・note 全体所見・特記

1996 : foundation work
1996-97: superstructure
1997: the construction work is stopped
because of economic reason.
2003-05 / july : completed

1996 年 : 基礎工事
1996～1997 年 : 上部躯体 GF～7F
1997 年上部構造の躯体で経済的にストップした。
2003～2005 年 7 月完成。



Architectural records 建物カルテ 45

Name of building 建物名称	Name 名 称	Caravelle Hotel
	Address 所在地	19 Lam Son Square, Dist.1, Ho Chi Minh City, Vietnam
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	old A:GF～8F hotel、 new B:GF～25F hotel

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	A:French architect B:Andren Lee King	France Hong Kong	
	Constructor	SUM SUNG		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	55600 ㎡	Floor space 階別面積	GF 3000 ㎡	1F 3000 ㎡	2-9F 3000 ㎡	10F 1700 ㎡	11-25F 1700 ㎡
Story 階数	ground 地上	A:10、B:26-storied 階		Underground 地下	A:1、B:2-storied 階		
Size 大きさ	Width 間口	79m		Depth 奥行	37m		
Height 高さ	Top of height 最高部高	m		Height of story 階高	m		

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	A:1959 B:1992
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	A : hollow block B : RC
Form of construction 主体構造	A : masonry B : rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	A:wood pile B:CIP. Pile 60～70m

Floor system 床組	
Frame system 軸組	
Roof system 小屋組	

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:

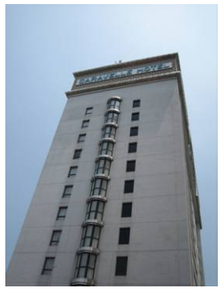
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	□Y ・■N	申請すれば可能
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	申請すれば可能
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	申請すれば可能
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	□Y ・■N	申請すれば可能
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	■Y ・□N	Site plan 配置図	■Y ・□N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	■Y ・□N
Elevation 立面図	■Y ・□N		

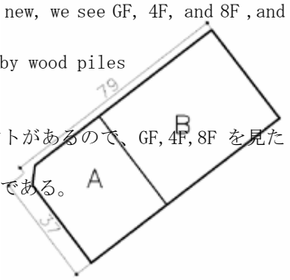
Picture・Drawing 写 真・図 面

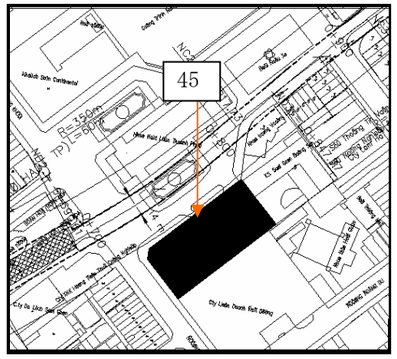


Diagnosis・note 全体所見・特記

Because there is expansion joint between old & new, we see GF, 4F, and 8F , and the moving trace isn't there.
It proves the reliability of soil improving by wood piles
The old part of drawings is nothing.

古い建物と新しい建物の間にエキスパンジョイントがあるので、GF,4F,8F を見たが動いた形跡がなかった。
木杭による地盤改良の信頼性を証明しているようである。
古い部分は設計図書がなかった。





Architectural records 建物カルテ 46

Name of building 建物名称	Name 名 称	Sheraton Sai Gon Hotel & Tower
	Address 所在地	
	Owner 所有者	4 persons
	Usage 用 途	hotel

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	RSPEng.	Singapore	
	Constructor 施工者	Rabio	Italy	

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	㎡	Floor space 階別面積	GF 4300 ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上		-storied 階	Underground 地下		1-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		59m	Depth 奥行		73m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		m	Height of story 階高		m	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1995-1997
Change of use 用途変更履歴	□Y ・■N
Extending 増築履歴	□Y ・■N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	□Y ・■N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・■N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	800～1200 CIP.Piles 42～50m

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:

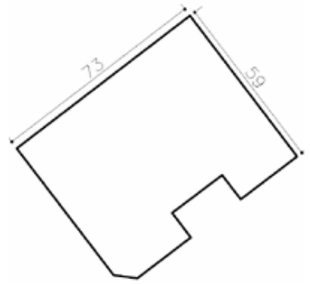
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	□Y ・■N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	□Y ・■N	
	Others( ) その他( )	□Y ・■N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	■Y ・□N	Site plan 配置図	■Y ・□N
Section 断面図	■Y ・□N	Structural 構造図	■Y ・□N
Elevation 立面図	■Y ・□N		

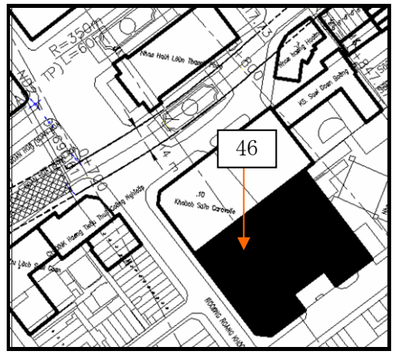
Picture・Drawing 写 真・図 面



Diagnosis・note 全体所見・特記

This building's structural dynamics is not considered the strength against earthquake.
The findings of the other survey are submitted to administration.
This is new building, and the pile is reached to the bedrock.
The effect of constructing is maybe almost nothing.

構造は地震への対応を考慮していない。
地盤調査結果は行政に提出してある。
新しい建物で支持地盤まで杭が打ってあり、
殆ど影響がないと思われる。



Architectural records 建物カルテ 47

Name of building 建物名称		
	Name 名 称	Dragon Chinese Restaurant
	Address 所在地	
	Owner 所有者	Hoang Long Company LTD
	Usage 用 途	chinese restaurant

設計施工		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
	Designer 設計者	Toung Cong Ty Coxd		
	Constructor 施工者	Toung Cong Ty Coxd		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	1750 ㎡	Floor space 階別面積	GF 500 ㎡	1F 500 ㎡	2F 500 ㎡	3F 250 ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上		4-storied 階		Underground 地下		0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口		40.1m		Depth 奥行		13.19m
Height 高さ	Top of height 最高部高		正面 15.25m、17.75m		Height of story 階高		14.35+PH3.4m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Reconstructed 2000
Change of use 用途変更履歴	□Y ・■N
Extending 増築履歴	■Y ・□N elevator
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N overall
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴		
	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	25 wood piles／㎡、4～5m

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC、penthouse : steel

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	■Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y=0° ,0.25° ,0.5°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

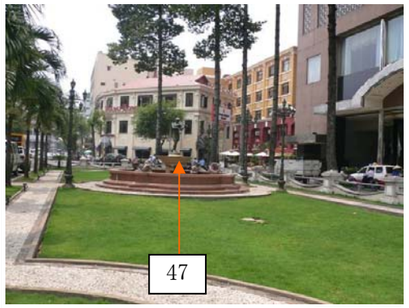
Building & foundation survey 建物・基礎調査

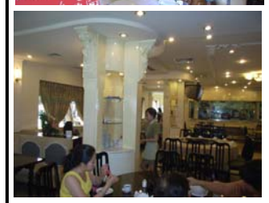
Necessity to survey 調査の必要性			
	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

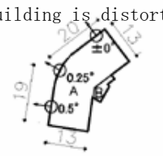


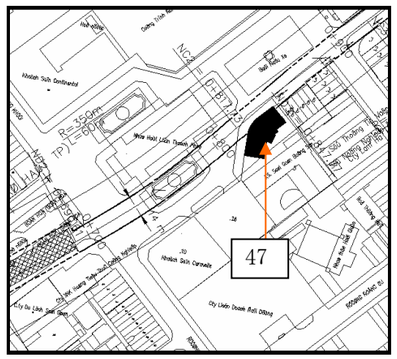


Diagnosis・note 全体所見・特記

Old 3-storied superstructure was destroyed. The foundation is used existing one. New 25 wood piles are driven to 4-5m under elevator.
GF-2F : the height of story = 4m
Because of the study of wall inclination, the building is distorted.

古い３階建ての上屋を壊して建替えた。
基礎は元のままである。
エレベーター下部のみ木杭 25 本／㎡、
長さ 4～5mを打ち込んでいる。
GF～2F：階高 4m。
壁の傾斜角から見ると、建物がねじれている。





Architectural records 建物カルテ 48

Name of building 建物名称	Name 名 称	Sai Gon Bong Sen
	Address 所在地	11-13 Cong Truo' ong Lan Son,P,Pen Nghe Q.1
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF～1F Restaurant Lion、 2～4F residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	6000 ㎡	Floor space 階別面積	GF 1200 ㎡	1F 1200 ㎡	2F 1200 ㎡	3F 1200 ㎡	4F 1200 ㎡

Story 階数	ground 地上	5-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	47m	Depth 奥行	40m
Height 高さ	Top of height 最高部高	18m	Height of story 階高	3.5m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Recent building
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・■N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood piles

Floor system 床組	
Frame system 軸組	
Roof system 小屋組	

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X=0° Y=0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:

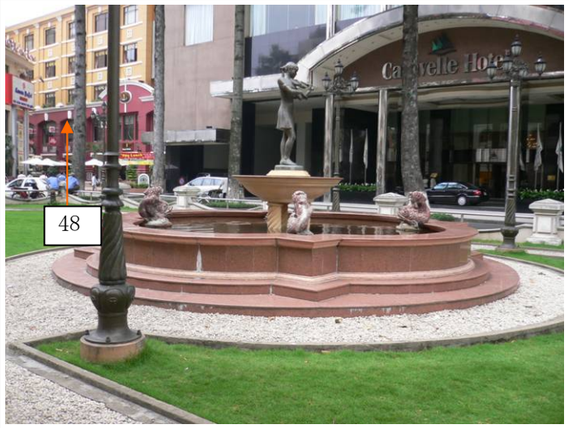
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	□Y ・■N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	□Y ・■N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

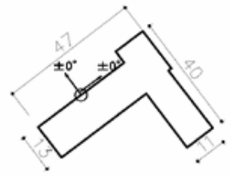
Picture・Drawing 写 真・図 面

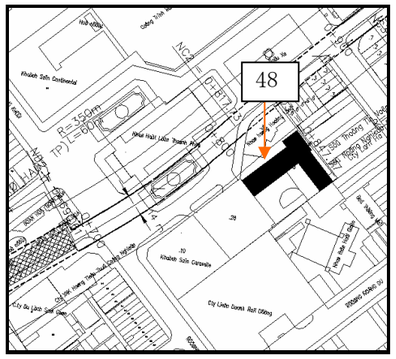


Diagnosis・note 全体所見・特記

It is recent reconstruction and comparatively new.
There are no deterioration and damages,
so the preservation is good.

近年の建替えか比較的新しい。
劣化や破損が見られないので、
保存状態は良好と思われる。





Architectural records 建物カルテ 49

Name of building 建物名称	Name 名 称	Hai Yen 1		
	Address 所在地	9 Lam Son Square,Ben Nghe Ward,Dist.1		
	Owner 所有者			
	Usage 用 途	GF: shop、1～5F: residence		
設計施工		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	2400 ㎡	Floor space 階別面積	GF 400 ㎡	1F 400 ㎡	2F 400 ㎡	3F 400 ㎡	4-5F 400 ㎡

Story 階数	ground 地上	6-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	22m	Depth 奥行	18m
Height 高さ	Top of height 最高部高	23m	Height of story 階高	5m(3.5m)

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	After 1975
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・□N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Bearing wall structure
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood piles

Floor system 床組	
Frame system 軸組	
Roof system 小屋組	

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	■Y ・□N	Part 箇所:舗道 Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	■Y ・□N	Angle 傾斜角:X=0° Y=0.5°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

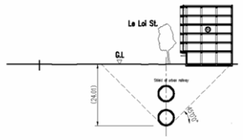
Building & foundation survey 建物・基礎調査

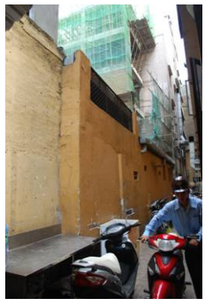
Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

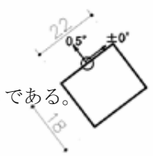


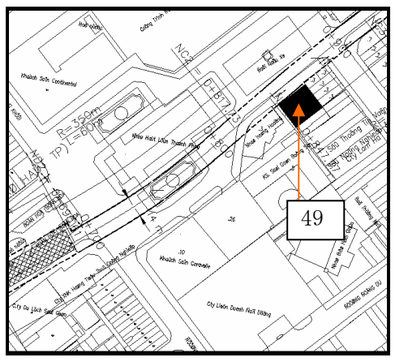


Diagnosis・note 全体所見・特記

There are 8 shops on Ground floor.
Strain, small cracks and inclination.
The pavement in the front subsided in places, so the differential settlement maybe occurs.

GF には船の模型の店など 8 店舗入っている。
汚れ、小クラック、傾きがある。
全面の舗道も陥没が多く、不同沈下が起こっているようである。





Architectural records 建物カルテ 50

Name of building 建物名称	Name 名 称	Pacharan Tapas&Bodege
	Address 所在地	
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF～3F: restaurant

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	Unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	800 ㎡	Floor space 階別面積	GF 190 ㎡	1F 190 ㎡	2F 190 ㎡	3F 190 ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	4-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	19m	Depth 奥行	10m
Height 高さ	Top of height 最高部高	14m	Height of story 階高	3.5m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Recent reconstruction
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角: X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角: X=0° Y=0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	□Y ・■N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	□Y ・■N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

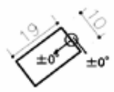
Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

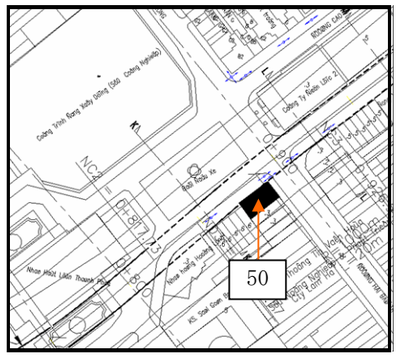
Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

Restaurant
Upper 1st floor is large overhang.
No inclination. No crack. Good preservation.



レストラン
1F 以上の張り出しが大きい。
傾斜もクラックもなく比較的良好。



Architectural records 建物カルテ 51

Name of building 建物名称	Name 名 称	One story house (detail is unknown)
	Address 所在地	
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF unknown

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者			
	Constructor 施工者			

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	200 ㎡	Floor space 階別面積	GF 200 ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	1-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	22m	Depth 奥行	9m
Height 高さ	Top of height 最高部高	m	Height of story 階高	m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	年
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・□N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・□N
	Conflagration 火災歴	□Y ・□N
	Earthquake 震災歴	□Y ・□N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	
Form of construction 主体構造	
Type of foundation 基礎形式	

Floor system 床組	
Frame system 軸組	
Roof system 小屋組	

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

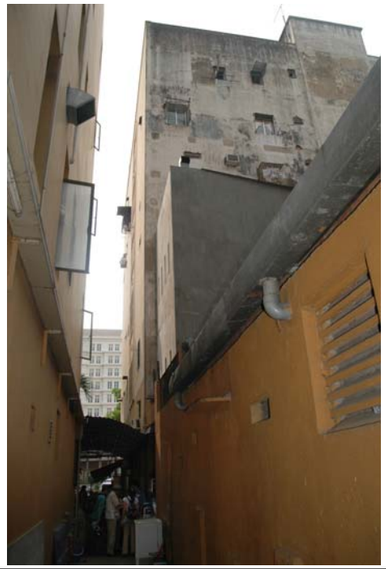
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	□Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	□Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

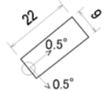
Picture・Drawing 写 真・図 面

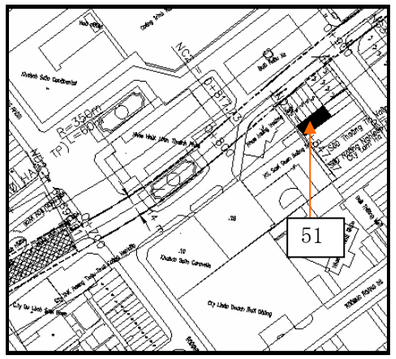


Diagnosis・note 全体所見・特記

This building is one-story house.
We don't have the other information.

平屋の建物があり内容不詳。





Architectural records 建物カルテ 52

Name of building 建物名称	Name 名 称	Saigon Lunggage Co. Cty May Tui Xach Saigon
	Address 所在地	95 Hai Ba Tung.Q.1
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF: shop、1～2F: office

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	300 ㎡	Floor space 階別面積	GF 100 ㎡	1F 100 ㎡	2F 100 ㎡	F ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	3-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	5m	Depth 奥行	19m
Height 高さ	Top of height 最高部高	11m	Height of story 階高	3.5m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Maybe recent reconstruction
Change of use 用途変更履歴	□Y ・■N
Extending 増築履歴	□Y ・■N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X=0° Y=0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	□Y ・■N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	□Y ・■N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

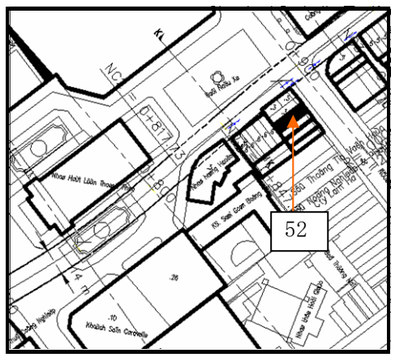
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

It is reconstructed recently, maybe.
No inclination. No crack. Good preservation.

近年に建替えられた建物と思われる。
傾きもクラックのなく比較的良好。



Architectural records 建物カルテ 53

Name of building 建物名称	Name 名 称	Mr.Sushi
	Address 所在地	
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF: shop、1～2F: office

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	300 ㎡	Floor space 階別面積	GF 100 ㎡	1F 100 ㎡	2F 100 ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上		3-storied 階	Underground 地下		0-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		5m	Depth 奥行		19m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		11m	Height of story 階高		3.5m	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Maybe recent reconstruction
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・■N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X=0°	Y=0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	□Y ・■N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	□Y ・■N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

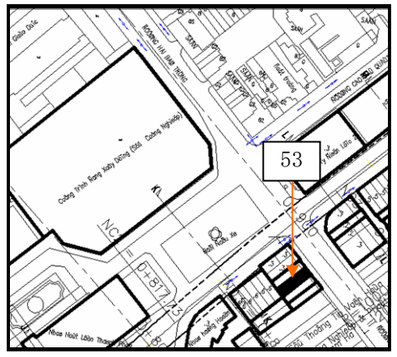
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

It is reconstructed recently, maybe.
No inclination. No crack. Good preservation.

近年に建替えられた建物と思われる。
傾きもクラックのなく比較的良好。



Architectural records 建物カルテ 54

Name of building 建物名称	Name 名 称	Cong Ty Dien Luc 2 （Electric Power Supply No2 Company, Front Block）
	Address 所在地	72 Hai Ba Trung. Q1 Tp.Hcm
	Owner 所有者	hearing：Sin(administration office)
	Usage 用 途	GF～1F office （ a mezzanine exists）

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	French architect		
	Constructor 施工者			

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	2100 ㎡	Floor space 階別面積	GF 1050 ㎡	1F 1050 ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上		2-storied 階	Underground 地下		0-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		42.8m	Depth 奥行		23.6m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		16m	Height of story 階高		3.8m	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1940
Change of use 用途変更履歴	□Y ・■N only office
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N only outer
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	■Y ・□N
	Seismic Scale 経験震度	小 degree
Load alteration 荷重変化		■Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	Masonry
Type of foundation 基礎形式	Masonry foundation + Soil improving by wood piles

Floor system 床組	Brick
Frame system 軸組	Brick
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅：	Shape 形状：
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅：	Shape 形状：
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所：	Condition 状況：
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所：	Condition 状況：
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	■Y ・□N	Part 箇所：	Condition 状況：
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所：	Condition 状況：
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	See drawings of the findings of the inclination survey	
		Wall inclination 壁倒れ	■Y ・□N	See drawings of the findings of the inclination survey	
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所：	Condition 状況：
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所：	Condition 状況：
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所：	Condition 状況：
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所：	Condition 状況：
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	■Y ・□N	Part 箇所：	Condition 状況：

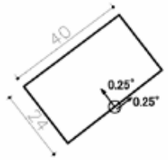
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume （Hearing） 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	申請により可
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	申請により可
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	申請により可
	Decrepitude Survey （VisualCheck&PercussionTest） 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	申請により可
	Others(傾斜角) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

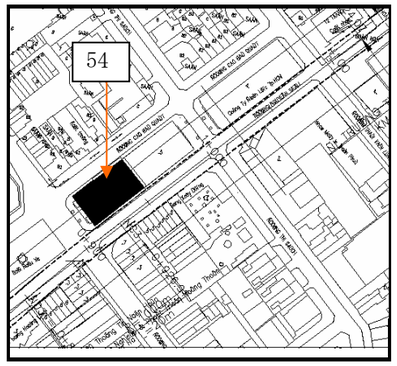
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	■Y ・□N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面



Diagnosis・note 全体所見・特記

This building is complexly extended.
Column: stone-finished, thickness; 60cm, span; 4.8m.
Cracks occur in part of bricks. There are horaizontal cracks on the beam in the center entrance hall. The leakage of water comes from balcony. A part of precast concreted-handrails is broken. The finish around parapet has cracks. Steel grilles get rusty. The wiring is too much. Sleeve is broken. There is too much deterioration. Surrounding sidewalk is waving, so probably, differencial settlement occurs. There is slight inclination. As detailed investigation, we plan to check this building again.
Because of electrical company, many cables exist in the building, the environs, and also under ground. This building connects to 55 with expansion joints.



Architectural records 建物カルテ 55

Name of building 建物名称	Name 名 称	Cong Ty Dien Luc 2 （Electric Power Supply No2 Company Rear Block）
	Address 所在地	
	Owner 所有者	Hearing ：Sin(administration office)
	Usage 用 途	GF～4F office （ a mezzanine exists）

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	American architect		
	Constructor 施工者			

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	4800 ㎡	Floor space 階別面積	GF 950 ㎡	1F 950 ㎡	2F 950 ㎡	3F 950 ㎡	4F 950 ㎡
Story 階数	ground 地上	5-storied 階	Underground 地下	0-storied 階			
Size 大きさ	Width 間口	23m	Depth 奥行	41m			
Height 高さ	Top of height 最高部高	13m	Height of story 階高	5m			

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1960
Change of use 用途変更履歴	□Y ・■N only office
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	■Y ・□N
	Seismic Scale 経験震度	小 degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC、wall: brick
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	RC continuous footing PC.Pile 18m

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角：X Y
		Wall inclination 壁倒れ	■Y ・□N	Angle 傾斜角：X=0.25° Y=0.5°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume （Hearing） 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査（傾斜・常時微動）	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey （VisualCheck&PercussionTest） 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

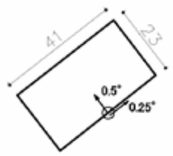
Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

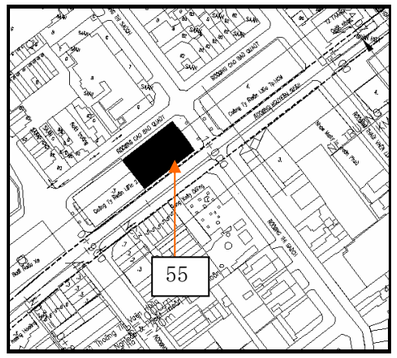
Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

Mosaic tiles are peeled off.
Stains on gable side of connection.
The sidewalk on the subway side is caved in.
The sidewalk is narrow, and traffic is heavy.
They have a plan to reconstruct next year.



モザイクタイルの剥離。
妻側つなぎ部分の汚れ。
歩道陥没あり（都市鉄道予定側）。
道幅狭く、交通量多し。
来年 10F に建替える計画がある。



Architectural records 建物カルテ 56

Name of building 建物名称	Name 名 称	Hondrarny Konzulat Slovenskej Republiky		
	Address 所在地	64-68 Hai Bi		
	Owner 所有者			
	Usage 用 途	GF～7F office		
設計施工		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	1550 ㎡	Floor space 階別面積	GF 190 ㎡	1F 190 ㎡	2F 190 ㎡	3F 190 ㎡	4-7F 190 ㎡
Story 階数	ground 地上	8-storied 階	Underground 地下	0-storied 階			
Size 大きさ	Width 間口	21m	Depth 奥行	9m			
Height 高さ	Top of height 最高部高	29m	Height of story 階高	4.5m(3.5m)			

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Recent reconstructed Only façade is redecorated
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC、 wall: brick
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood piles

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	■Y ・□N	Angle 傾斜角:X=0° Y=0.5°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

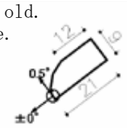
Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

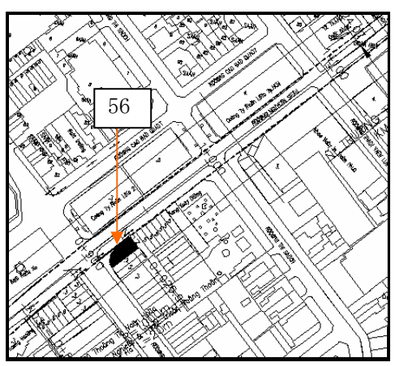
Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

This building is recently reconstructed, but comparatively old.
The curtain walls are redecorated only facade on roads side.
Therefore, there is no deterioration, outwardly.
Wall inclined toward Le Loi street.



近年の建替え建物であるが比較的古い。
カーテンウォールは通り側のファサードだけ改装したようである。
したがて、表面的には劣化が見られない。
レロイ通り側に傾斜している。



Architectural records 建物カルテ 57

Name of building 建物名称	Name 名 称	Wrap & Roll
	Address 所在地	98B Nguyen Trai, Quan1
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF～1F: shop (restaurant)

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	180 ㎡	Floor space 階別面積	GF 90 ㎡	1F 90 ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	2-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	4m	Depth 奥行	22m
Height 高さ	Top of height 最高部高	8m	Height of story 階高	3.5m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Recent repaired
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・■N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	Masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	brick
Roof system 小屋組	

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・■N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・■N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・■N	Angle 傾斜角:X=0° Y=0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

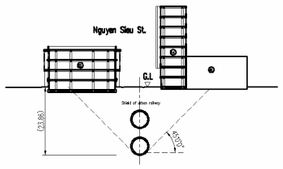
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

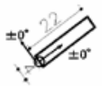
Picture・Drawing 写 真・図 面

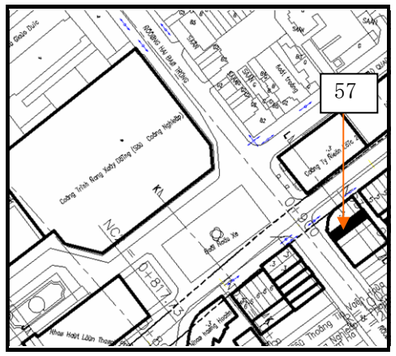


Diagnosis・note 全体所見・特記

It is built simply.
The façade and interior is redecorated, so deterioration is unknown.

簡易に作られている。
ファサード、内装など改装しているので、
劣化状況は不明である。





Architectural records 建物カルテ 58

Name of building 建物名称	Name 名 称	Under construction
	Address 所在地	
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	9-storied by perspective drawing

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	380 ㎡	Floor space 階別面積	GF 380 ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上	9-storied 階	Underground 地下	-storied 階			
Size 大きさ	Width 間口	m	Depth 奥行	m			
Height 高さ	Top of height 最高部高	m	Height of story 階高	m			

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Under construction
Change of use 用途変更履歴	□Y ・■N
Extending 増築履歴	□Y ・■N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	□Y ・■N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・■N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Unknown
Form of construction 主体構造	Unknown
Type of foundation 基礎形式	unknown

Floor system 床組	
Frame system 軸組	
Roof system 小屋組	

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	□Y ・■N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・■N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・■N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	□Y ・■N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

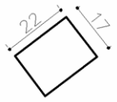
Picture・Drawing 写 真・図 面

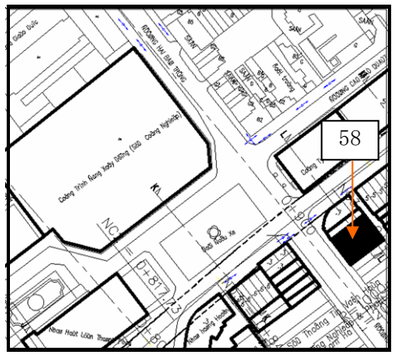
Diagnosis・note 全体所見・特記

9-storied building is under construction.

We regard under construction as nontarget.

現在建設中の９階建ての建物。
工事中なので対象外と考える。





Architectural records 建物カルテ 59

Name of building 建物名称	Name 名 称	Saigon Pho 5A			
	Address 所在地	Nguyen-Q1			
	Owner 所有者				
	Usage 用 途	GF: 6 shops、1～4F: residence			
設計施工		Name 名 称	Address 住 所		TEL.電 話
	Designer 設計者	Unknown			
	Constructor 施工者	unknown			

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	2400 ㎡	Floor space 階別面積	GF 400 ㎡	1F 400 ㎡	2F 400 ㎡	3F 400 ㎡	4-5F 400 ㎡
Story 階数	ground 地上		6-storied 階	Underground 地下		0-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		m	Depth 奥行		m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		22m	Height of story 階高		4.5m(3.5m)	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1962
Change of use 用途変更履歴	□Y ・■N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	Masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	brick
Roof system 小屋組	

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	■Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	■Y ・□N	Angle 傾斜角:X =0.5° Y =0
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	■Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

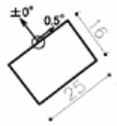
Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

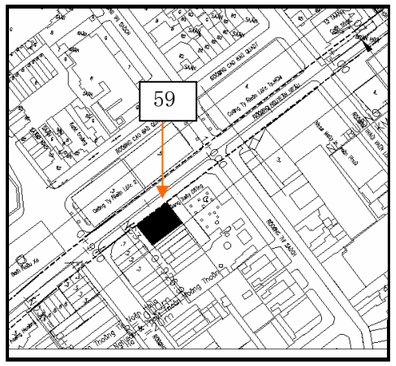
Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

The building is deformed by left construction work. Slab is bent at the 2nd span from left. The wall on right alley has many cracks.
We don't measure the inclination,
but we see it is inclined.
We need special attension to this one.



左側の工事によって建物が変形した。
左側から２スパン目のところでスラブが
折れ曲がり変形している。
右側路地側の壁にはクラックが多く入っている。傾斜は計っていないが、目視でも傾斜が分る要注意建物。



Architectural records 建物カルテ 60

Name of building 建物名称	Name 名 称	Cookery of Wrap & Roll
	Address 所在地	
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF～1F cookery . warehouse

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	200 ㎡	Floor space 階別面積	GF 100 ㎡	1F 100 ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	2-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	4m	Depth 奥行	24m
Height 高さ	Top of height 最高部高	7m	Height of story 階高	3.2m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	unknown
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・■N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Steel (simple structure)
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable no pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	S
Roof system 小屋組	S

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅: Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	■Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y
		Wall inclination 壁倒れ	■Y ・□N	Angle 傾斜角:X =0.5 Y =0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所: Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

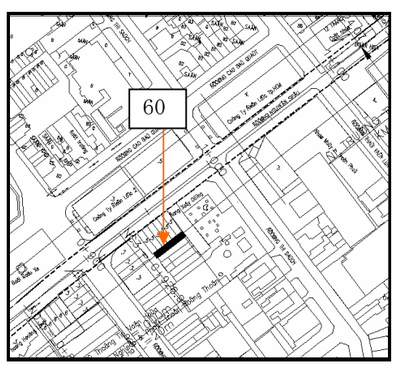
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

It is Steel, 2-storied, and simple building.
The building careens largely toward construction site.
This building is simple like a temporary dwelling.
Special attension building.

鉄骨造２階建ての簡易な建物であるが、工事現場側に大きく傾斜している。
仮設のような簡易な建物であるが、要注意建物。



Architectural records 建物カルテ 61

Name of building 建物名称	Name 名 称	Cadi-Sun CongTy DV8th Dong A(East Co.LTD)
	Address 所在地	
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF～1F: office、2～6F: residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	700 ㎡	Floor space 階別面積	GF 100 ㎡	1F 100 ㎡	2F 100 ㎡	3F 100 ㎡	4-6F 100 ㎡

Story 階数	ground 地上	7-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	4m	Depth 奥行	23m
Height 高さ	Top of height 最高部高	19m	Height of story 階高	6m(3.2m)

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1976-1990
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N 7Extension
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	■Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	■Y ・□N	Angle 傾斜角:X =0.5°	Y =0°
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

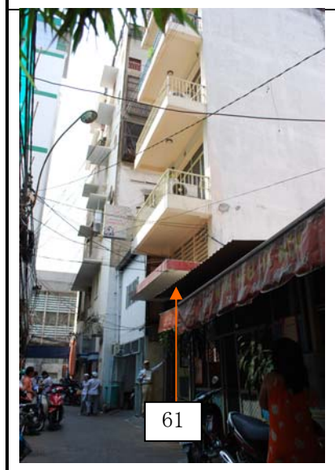
Building & foundation survey 建物・基礎調査

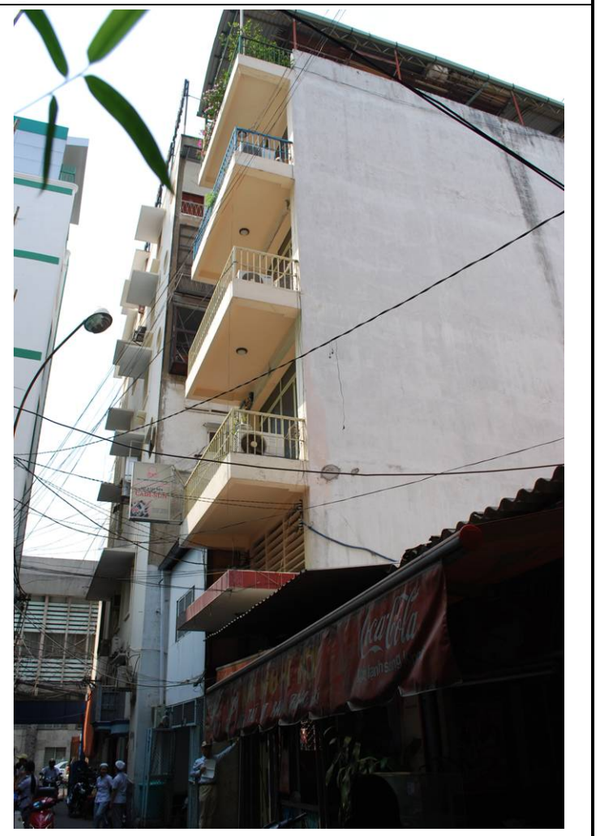
Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

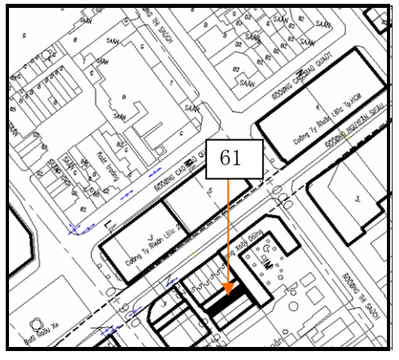




Diagnosis・note 全体所見・特記

The building is 4m frontage and 7-storied, so the long and slender cause instability.
The outer wall has cracks, and it is inclined and deteriorated.
We need a special attension to this.

幅が 4m と狭く高さが 7 階建てもあるので細長
比から見て不安定。
外壁面の亀裂、劣化も傾斜もあり要注意建物。



Architectural records 建物カルテ 62

Name of building 建物名称	Name 名 称	Shop with awning written “Cola”
	Address 所在地	
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF: shop

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	Unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	180 ㎡	Floor space 階別面積	GF 180 ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	1-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	8m	Depth 奥行	22m
Height 高さ	Top of height 最高部高	3m	Height of story 階高	3m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1976-1990
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・□N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Steel (simple structure)
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable no pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	
Roof system 小屋組	

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

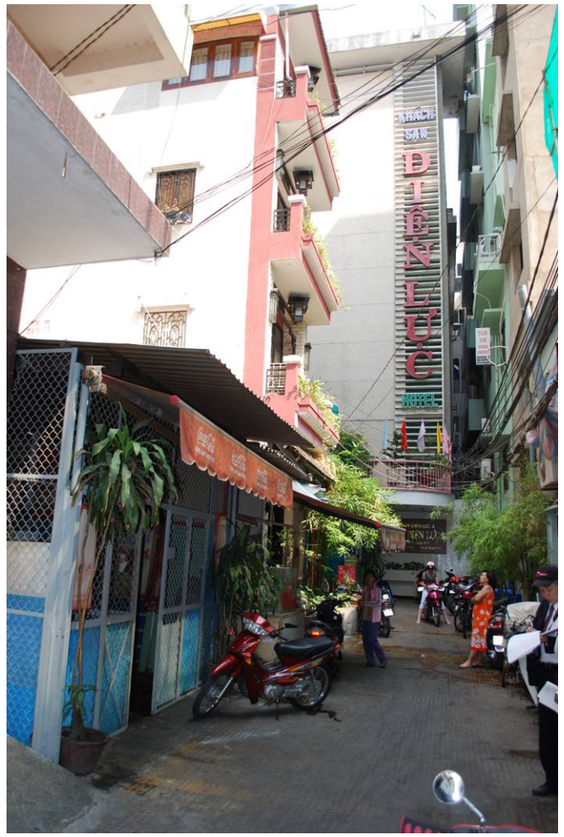
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building’s resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	□Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・□N	
	Decrepitude Survey（VisualCheck&PercussionTest） 劣化調査（目視・打診調査）	□Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

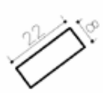
Picture・Drawing 写 真・図 面

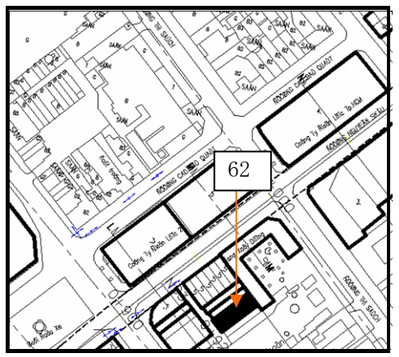


Diagnosis・note 全体所見・特記

It is simple 1-storied building like only roof.
It is maybe used as shop.
It is too simple, so we regard this as nontarget of survey.
There is same building in the back side.

屋根だけのような平屋の簡易な建物。
店舗に使われているようである。
あまりにも簡易なので、対象にはならないと考える。
奥にも同じような平屋が一軒続いている。





Architectural records 建物カルテ 63

Name of building 建物名称	Name 名 称	Under constructuion
	Address 所在地	
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	Unknown

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	㎡	Floor space 階別面積	GF 1300 ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上		-storied 階	Underground 地下		-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		36m	Depth 奥行		36m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		m	Height of story 階高		m	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Under construction
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・□N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・□N
	Conflagration 火災歴	□Y ・□N
	Earthquake 震災歴	□Y ・□N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Unknown
Form of construction 主体構造	Unknown
Type of foundation 基礎形式	unknown

Floor system 床組	Unknown
Frame system 軸組	Unknown
Roof system 小屋組	unknown

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	□Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	□Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

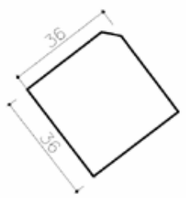
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

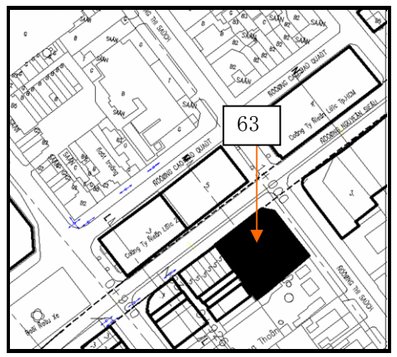
Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

The foundation work causes the accident of inclining neighbor building, so the constructing is stopped now.
It is nontarget of the survey because of under constructing.

基礎工事で、隣接する建物が傾くという事故を引き起こし、工事をストップしている。
工事中なので対象外と考える。





Architectural records 建物カルテ 64

Name of building 建物名称	Name 名 称	Sai Gon Power Company & Apartment
	Address 所在地	9 Thai Van Lung Q1 、12 Thai Sach Q1
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF-1F: office･shop Dien Luc Sai Gon(shop name)、2～3F: residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	6800 ㎡	Floor space 階別面積	GF 1600 ㎡	1F 1100 ㎡	2F 1500 ㎡	3F 1450 ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	4-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	25.5m	Depth 奥行	64m
Height 高さ	Top of height 最高部高	16m	Height of story 階高	3.7m(4m)

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	A: before 1975 B: around 1965 3F was extended in 1990
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N (4F)
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC、wall: brick
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC、 wall: brick
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位･変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	See drawings of the findings of the inclination survey	
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	See drawings of the findings of the inclination survey	
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	■Y ・□N	Part 箇所:庇	Condition 状況:

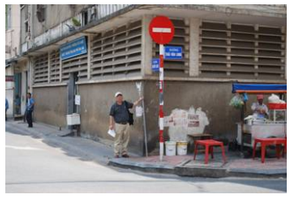
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	■Y ・□N	

Drawing 設計図書

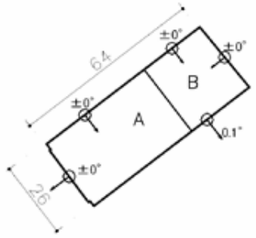
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

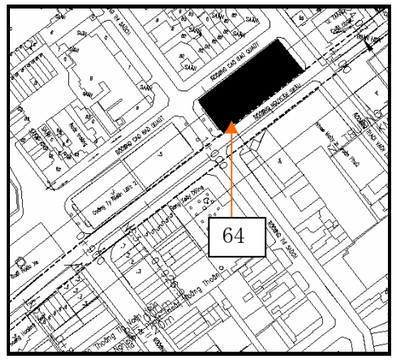
Picture･Drawing 写 真･図 面



Diagnosis･note 全体所見・特記

The electrical power company's side is repaired, and the other side is then building, maybe.
There are waterleaks on the hood and stains.
The finish is peeled off.
The whole building has big cracks.
It is slightly inclined toward roads.
The pavement has a few sinking.





Architectural records 建物カルテ 65

Name of building 建物名称	Name 名 称	Cong Ty In Tran Phu
	Address 所在地	6 Thi Sach Q1
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	GF print-factory、1～2F residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	3400 ㎡	Floor space 階別面積	GF 2500 ㎡	1F 430 ㎡	2F 430 ㎡	F ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	3-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	66m	Depth 奥行	39m
Height 高さ	Top of height 最高部高	7.5m	Height of story 階高	m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	Around 1940
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N
Repairing 修繕履歴	■Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC, wall: Brick
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	RC, wall: Brick
Roof system 小屋組	wood

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X Y	
		Wall inclination 壁倒れ	■Y ・□N	Angle 傾斜角:X=0.1° Y=0.2°	
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

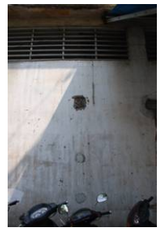
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	■Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

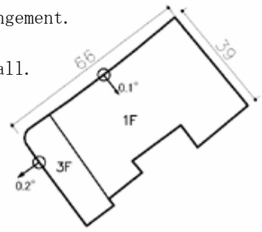
Picture・Drawing 写 真・図 面



Diagnosis・note 全体所見・特記

It's old building, maybe 1940's.
1-2F is used as residence and added some arrangement.
There is extension in a small part.
The deterioration is bad like cracks on the wall.
It also has slight inclination.

古い建物、1940 年代か。
1～2F の住宅は、種々の手が加えられている。
一部増築も見られる。
壁のクラックなど劣化状況は悪い。
傾斜の少しある。



Architectural records 建物カルテ 66

Name of building 建物名称	Name 名 称	Sai Gon Center Building
	Address 所在地	65 Le Loi Blvd, District 1, Ho Chi Minh City
	Owner 所有者	Interview: Sin Wai Meng (General Director)
	Usage 用 途	Office building

設計施工		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	㎡	Floor space 階別面積	F ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上		-storied 階	Underground 地下		-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		m	Depth 奥行		m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		m	Height of story 階高		m	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	年
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・□N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・□N
	Conflagration 火災歴	□Y ・□N
	Earthquake 震災歴	□Y ・□N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	CIP.Pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	
Roof system 小屋組	

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	□Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	□Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	□Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	□Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

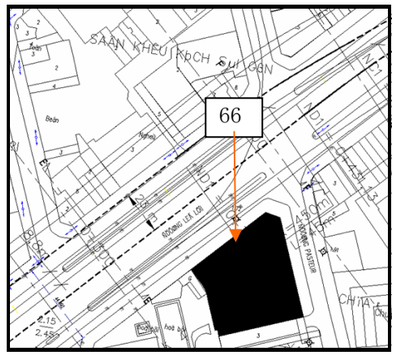
Plan 平面図	□Y ・□N	Site plan 配置図	□Y ・□N
Section 断面図	□Y ・□N	Structural 構造図	□Y ・□N
Elevation 立面図	□Y ・□N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

Not research.
Answer of questionnaire will be received later.

未調査
質問書に記入したものを後日受け取る。



Architectural records 建物カルテ 67−1

Name of building 建物名称	Name 名 称	Diginet Joint Stock Company
	Address 所在地	5 Ton Duc Thang
	Owner 所有者	Andy Tran Dao Anh(Chairman&CEO)
	Usage 用 途	G～3F Office

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	370 ㎡	Floor space 階別面積	GF 100 ㎡	1F 90 ㎡	2F 90 ㎡	3F 90 ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	4-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	4.5m	Depth 奥行	21.5m
Height 高さ	Top of height 最高部高	15.6m	Height of story 階高	14.2m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1995 年
Change of use 用途変更履歴	■Y ・□N
Extending 増築履歴	■Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	■Y ・□N 2001 年改装
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		■Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	Rigid-frame
Type of foundation 基礎形式	RC footing, wood piles

Floor system 床組	RC
Frame system 軸組	RC
Roof system 小屋組	RC

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	See drawings of the findings of the inclination survey	
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	See drawings of the findings of the inclination survey	
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

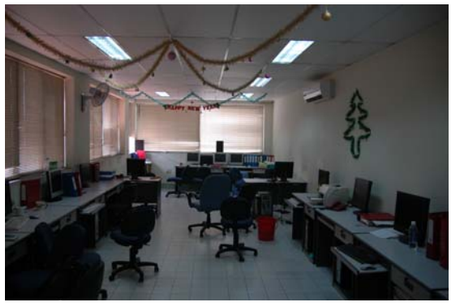
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要 (ヒアリング調査)	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査 (目視・打診調査)	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

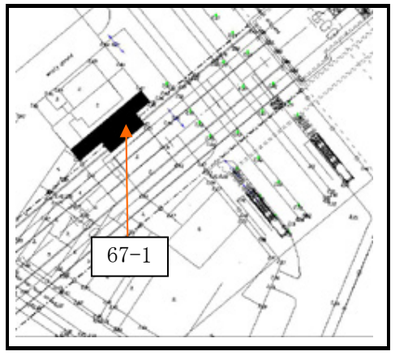
Plan 平面図	■Y ・□N	Site plan 配置図	■Y ・□N
Section 断面図	■Y ・□N	Structural 構造図	■Y ・□N
Elevation 立面図	■Y ・□N		

Picture・Drawing 写 真・図 面



Diagnosis・note 全体所見・特記

The extansions of the balcony, backyard, & roof terrace cause additional loads on the road side & the opposite one than initial construction.
There is floor inclination shaped chevron that the top is around the stair room.



Architectural records 建物カルテ 67-2

Name of building 建物名称	Name 名 称	Household (Historical building)
	Address 所在地	
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	1～2F residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	French Architect		
	Constructor 施工者	VietNam constractor		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	410 ㎡	Floor space 階別面積	GF 205 ㎡	1F 205 ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上		2-storied 階	Underground 地下		0-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		15m	Depth 奥行		14m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		m	Height of story 階高		m	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1947 年
Change of use 用途変更履歴	□Y ・■N
Extending 増築履歴	□Y ・■N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・■N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・■N
	Conflagration 火災歴	□Y ・■N
	Earthquake 震災歴	□Y ・■N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	masonry
Type of foundation 基礎形式	Wood piles

Floor system 床組	
Frame system 軸組	Brick
Roof system 小屋組	Wood frame

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	See drawings of the findings of the inclination survey	
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	See drawings of the findings of the inclination survey	
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

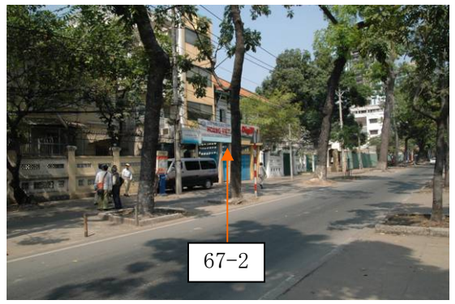
Building & foundation survey 建物・基礎調査

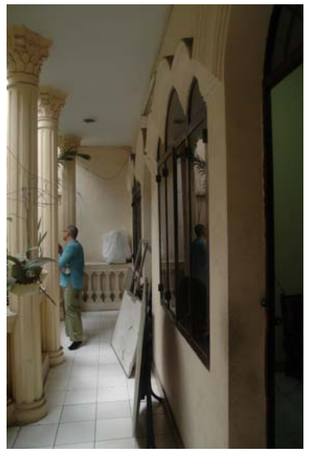
Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

Plan 平面図	■Y ・□N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	■Y ・□N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面





Diagnosis・note 全体所見・特記

It's 60 Years building. We can guess the deterioration of the brick joints.
This building's tends to inclinate toword to east entirely.

Architectural records 建物カルテ 67-3

Name of building 建物名称	Name 名 称	Residence1 (Historical building)
	Address 所在地	
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	1～2F residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	㎡	Floor space 階別面積	F ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上		2-storied 階	Underground 地下		0-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		m	Depth 奥行		m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		m	Height of story 階高		m	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1930-59 年
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・□N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・□N
	Conflagration 火災歴	□Y ・□N
	Earthquake 震災歴	□Y ・□N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	masonry
Type of foundation 基礎形式	Presumable Wood pile

Floor system 床組	
Frame system 軸組	Brick
Roof system 小屋組	Wood frame

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

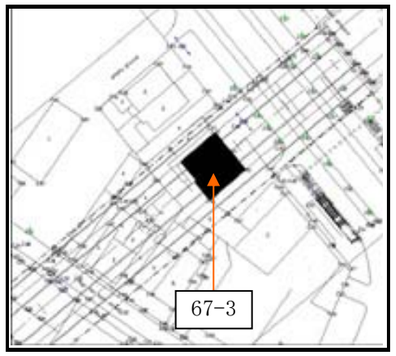
Drawing 設計図書

Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面

Diagnosis・note 全体所見・特記

Not reseach



Architectural records 建物カルテ 67-4

Name of building 建物名称	Name 名 称	Residence2 (Historical building)
	Address 所在地	
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	1～2F residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	㎡	Floor space 階別面積	F ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡

Story 階数	ground 地上	2-storied 階	Underground 地下	0-storied 階
Size 大きさ	Width 間口	m	Depth 奥行	m
Height 高さ	Top of height 最高部高	m	Height of story 階高	m

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1930-1959 年
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・□N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・□N
	Conflagration 火災歴	□Y ・□N
	Earthquake 震災歴	□Y ・□N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	RC
Form of construction 主体構造	
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood piles

Floor system 床組	
Frame system 軸組	
Roof system 小屋組	

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

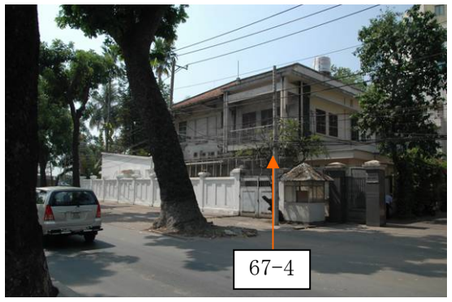
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査（傾斜・常時微動）	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

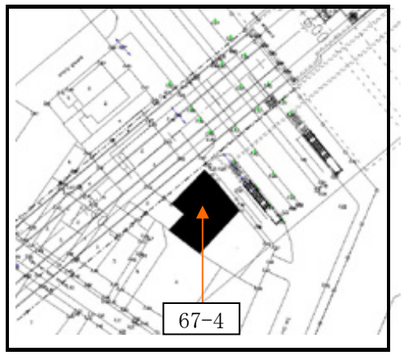
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面



Diagnosis・note 全体所見・特記

Not reseach



Architectural records 建物カルテ 67-5

Name of building 建物名称	Name 名 称	Residence3 (Historical building)
	Address 所在地	
	Owner 所有者	
	Usage 用 途	1～2F residence

		Name 名 称	Address 住 所	TEL.電 話
設計施工	Designer 設計者	Unknown		
	Constructor 施工者	unknown		

Volume of building 建物規模

Total floor space 延床面積	㎡	Floor space 階別面積	F ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡	F ㎡
Story 階数	ground 地上		2-storied 階	Underground 地下		0-storied 階	
Size 大きさ	Width 間口		m	Depth 奥行		m	
Height 高さ	Top of height 最高部高		m	Height of story 階高		m	

Building history 建物履歴

Year constructed 建築年代	1930-59 年
Change of use 用途変更履歴	□Y ・□N
Extending 増築履歴	□Y ・□N
Rebuilding 改築履歴	□Y ・□N
Repairing 修繕履歴	□Y ・□N

Experience of Disaster 被災歴	War damage 戦災歴	□Y ・□N
	Conflagration 火災歴	□Y ・□N
	Earthquake 震災歴	□Y ・□N
	Seismic Scale 経験震度	degree
Load alteration 荷重変化		□Y ・□N

Construction form 構造形式

Type of construction 構造種別	Brick
Form of construction 主体構造	
Type of foundation 基礎形式	Presumable wood piles

Floor system 床組	
Frame system 軸組	
Roof system 小屋組	

Preservation survey 保存状態調査

Deterioration 劣化状態	Crack ひび割れ	Structure 構造体	□Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
		Finish 仕上材	■Y ・□N	Width 幅:	Shape 形状:
	Water Leak 漏水	Roof 屋根	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Wall 外壁	■Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Deform 変位・変形状態	Differential settlement 不同沈下	Surrounding ground 周辺地盤	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Deflection たわみ	beam 梁	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Angle of slope 傾斜角 変形角	Floor inclination 床傾斜	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
		Wall inclination 壁倒れ	□Y ・□N	Angle 傾斜角:X	Y
Decay 腐朽状態	Decay 腐朽	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
	Insect damage 虫害	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
		Finish 仕上材	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:
Using condition 使用状況	Damaged part 破損箇所	Structure 構造体	□Y ・□N	Part 箇所:	Condition 状況:

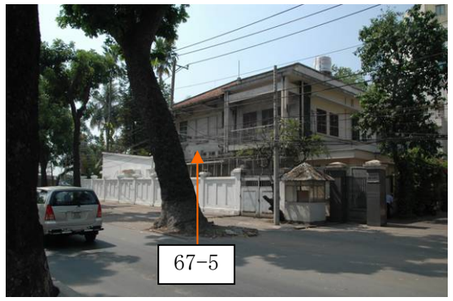
Building & foundation survey 建物・基礎調査

Necessity to survey 調査の必要性	Building's resume (Hearing) 建物概要（ヒアリング調査）	■Y ・□N	
	Measuring&PhotoSurvey(Dimension,Structure,Finish) 実測・写真調査(建物寸法・構造・仕上)	■Y ・□N	
	NondestructiveMeasurementTest(Inclination & MicroTremor) 非破壊による計測調査(傾斜・常時微動)	■Y ・□N	
	Decrepitude Survey (VisualCheck&PercussionTest) 劣化調査（目視・打診調査）	■Y ・□N	
	Others( ) その他( )	□Y ・□N	

Drawing 設計図書

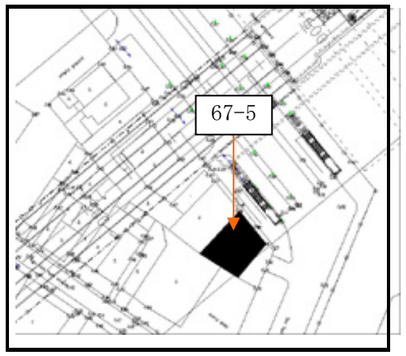
Plan 平面図	□Y ・■N	Site plan 配置図	□Y ・■N
Section 断面図	□Y ・■N	Structural 構造図	□Y ・■N
Elevation 立面図	□Y ・■N		

Picture・Drawing 写 真・図 面



Diagnosis・note 全体所見・特記

Not reseach



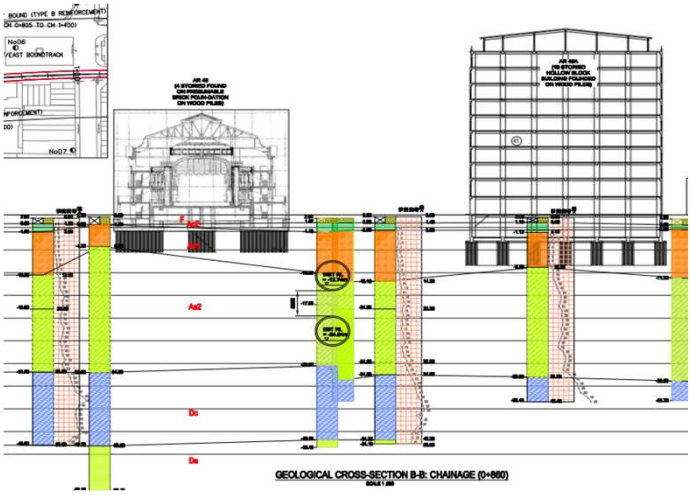
Appendix E
Assessment of Building Load

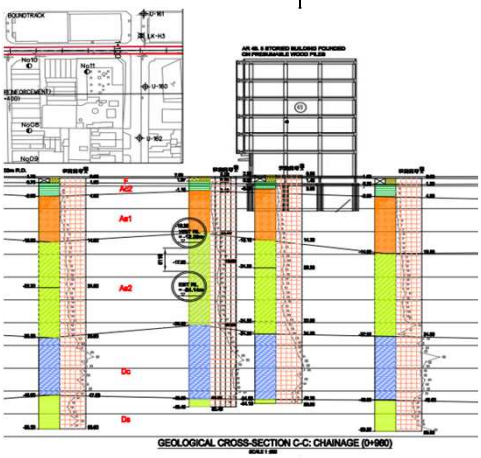
AECOM AECOM Asia Co. Ltd.	Contract Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1) Contract Package-1b: Civil			Job ref 60320676
	Part of structure Design Statement Assessment of Building Load at Section B-B and Section C-			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date 7/28/2015

CALCULATIONS	NOTES

Objective:

The proposed tunnel is running across the urban area of Ho Chi Minh City and there are buildings along the alignment. This assessment is to evaluate the additional load on TBM tunnel lining due to unbalanced



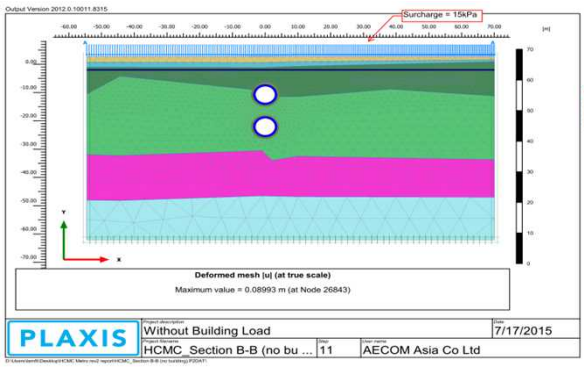


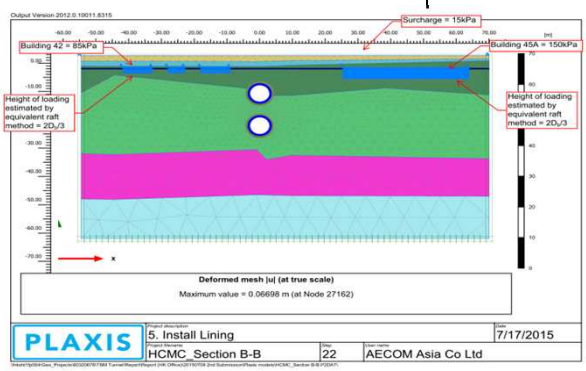
Methodology:

1. Two Plaxis models for Section B-B (CH0+860) and Section C-C (CH0+980) are established to assess the additional normal stress at tunnel lining due to 1. Maximum building load with shallow foundation at Section B-B and 2. Maximum unbalanced building load at Section C-C.

2. The building load is calculated by 15kPa x no. of story of building x building width / total footing width.

3. For each section, two stages of the FEM model are set. The first stage is to model the construction of both East Bound tunnel and West Bound tunnel with the existing building load. The second stage is to model the tunnels construction without the existing building load.

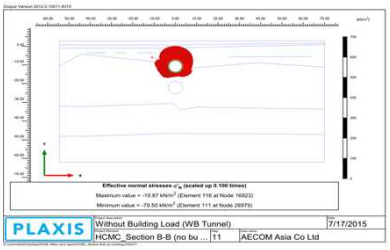


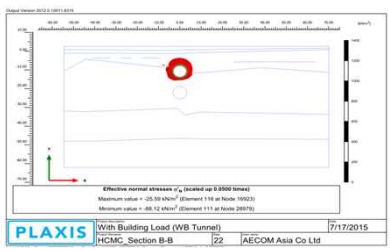


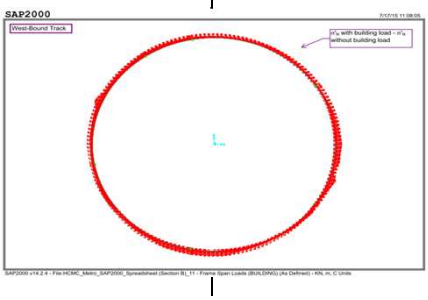
4. The effective normal stress of tunnel lining interface is extracted from both stages (σ'a & σ'b).

5. The difference between σ'b-σ'a is calculated as the additional effective normal stress (i.e. additional axial stress) due to the existing building, so as to simulate the TBM tunnel crossing these buildings.

6. The additional axial normal stress acts as a load case (Building Load) in SAP2000 structural model.







THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

Building Load Calculation

Section BB- Building 45A

Existing Parameters			Reference
Load per story	15	kPa	
Number of stories	11		Appendix D- Building Foundation Records
Building Load Q	165	kN/m/m	
Width of building B	37	m	Appendix D- Building Foundation Records
Width of building W	30.5	m	Appendix D- Building Foundation Records
Width of foundations	N/A	m	
Depth of wood piles	N/A		
Existing Parameters			
Width of foundations B	37	m	
Width (depth) of foundations W	30.4	m	
Total load of building	186202.5	kN (Area)	
Db (from architect drawings)	5.12	m	
Equi raft elevation	-5.65	m(EL)	
Equivalent raft depth 2*Db/3	3.41	m	
Equivalent raft width B'	38.7	m	
Equivalent raft width 2 W'	32.1	m	
Loading at Equiv raft Q'	150	kN/m	

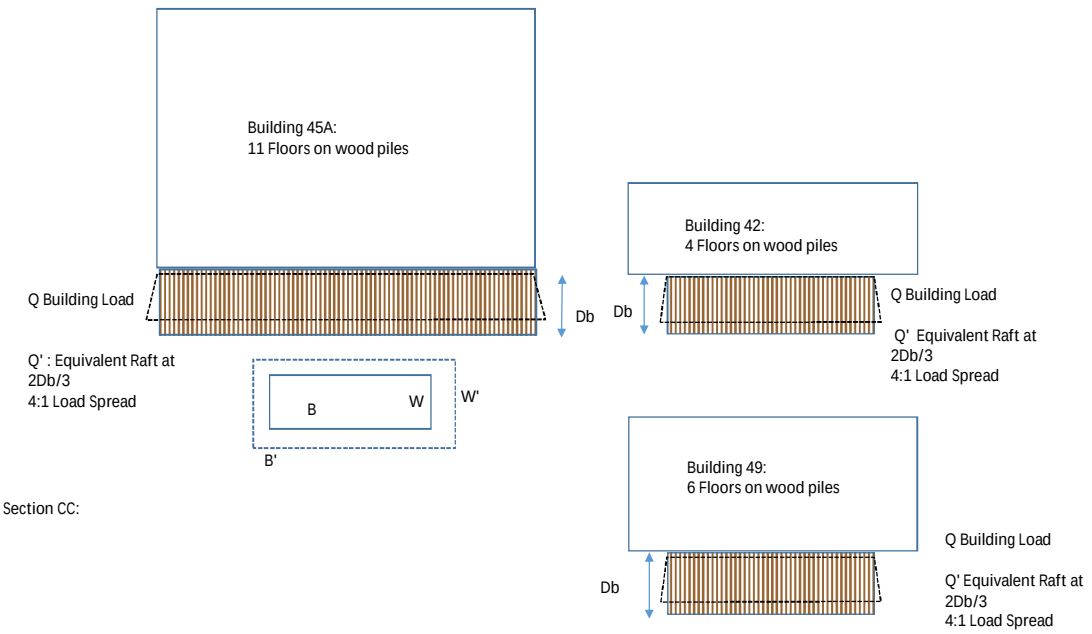
Section BB- Building 42

Existing Parameters			Reference
Load per story	15	kPa	
Number of stories	4		Appendix D- Building Foundation Records
Building Load Q	60	kN/m/m	
Width of building B	32	m	Appendix D- Building Foundation Records
Width of building W	66	m	Appendix D- Building Foundation Records
Width of foundations	N/A	m	
Depth of wood piles	N/A		
Calculation of Equivalent Raft Load			
Width of foundations B	21	m	
Total load of building	1920	kN	
Db (from architect drawings)	4.66	m	
Equi raft elevation	-3.6	m(EL)	
Equivalent raft depth 2*Db/3	3.11	m	
Equivalent raft width B'	22.6	m	
Loading at Equiv raft Q'	85	kN/m	

Section BB- Building 49

Existing Parameters			Reference
Load per story	15	kPa	
Number of stories	6		Appendix D- Building Foundation Records
Building Load Q	90	kN/m/m	
Width of building B	22	m	Appendix D- Building Foundation Records
Width of building W	30	m	Appendix D- Building Foundation Records
Width of foundations	N/A	m	
Depth of wood piles	N/A		
Calculation of Equivalent Raft Load			
Design			
Width of foundations B	20		
Total load of building	1980	kN	
Db (from architect drawings)	5.9	m	
Equi raft elevation	-5.29	m(EL)	
Equivalent raft depth 2*Db/3	3.93	m	
Equivalent raft width B'	22.0	m	
Loading at Equiv raft Q'	90	kN/m	

Section BB:



Section CC:

Material set

Identification number		1	2	3	4	5
Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium Silt
Material model		Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained	Undrained (B)	Drained	Drained	Undrained (B)
Colour		RGB 210, 196, 116	RGB 91, 191, 200	RGB 66, 133, 85	RGB 83, 193, 114	RGB 236, 54, 203
Comments						
General properties						
γ_{unsat}	kN/m^3	19.00	16.50	20.50	20.50	21.00
γ_{sat}	kN/m^3	19.00	16.50	20.50	20.50	21.00
Advanced						
Void ratio						
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
e_{min}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
e_{max}		999.0	999.0	999.0	999.0	999.0
Damping						
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Stiffness						
E	kN/m^2	10.00E3	3000	12.50E3	37.50E3	136.0E3
ν (nu)		0.3000	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000

Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium Silt
Alternatives						
G	kN/m^2	3846	1154	4808	14.42E3	52.31E3
E_{oed}	kN/m^2	13.46E3	4038	16.83E3	50.48E3	183.1E3
Strength						
c_{ref}	kN/m^2	10.00	10.00	0.000	0.000	170.0
φ (phi)	°	25.00	0.000	30.00	33.00	0.000
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Velocities						
V_s	m/s	44.54	26.18	47.94	83.04	156.2
V_p	m/s	83.33	48.98	89.69	155.3	292.3

Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium Silt
Advanced						
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Stiffness						
E_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Strength						
c_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m^2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour						
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9783	0.9783	0.9783	0.9783	0.9783
ν_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
$K_{w,ref}$ / n	kN/m^2	375.0E3	112.5E3	468.7E3	1.406E6	5.100E6
Consolidation						
$C_{v,ref}$	m^2/day	0.000	0.03489	0.000	0.000	15.82
Strength						
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual	Manual
R_{inter}		0.6700	0.5000	0.6700	0.6700	0.6700
Real interface thickness						
δ_{inter}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium Silt
K0 settings						
K_0 determination		Manual	Manual	Automatic	Manual	Manual
$K_{0,x}$		0.5000	0.8000	0.5000	0.5000	0.5000
Model						
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Soil						
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μm	%	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2 μm - 50 μm	%	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
50 μm - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00
Parameters						
Set to default values		No	No	No	No	No
k_x	m/day	8.640E-3	0.08640E-3	8.640E-3	0.08640	0.8640E-3
k_y	m/day	8.640E-3	0.08640E-3	8.640E-3	0.08640	0.8640E-3
$-\psi_{unsat}$	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
Change of permeability						
c_k		1.000E15	1.000E15	1.000E15	1.000E15	1.000E15

Material set		
Identification number		6
Identification		6. Dilluvium Sand
Material model		Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained
Colour		RGB 161, 226, 232
Comments		
General properties		
γ_{unsat}	kN/m^3	20.50
γ_{sat}	kN/m^3	20.50
Advanced		
Void ratio		
Dilatancy cut-off		No
e_{init}		0.5000
e_{min}		0.000
e_{max}		999.0
Damping		
Rayleigh α		0.000
Rayleigh β		0.000
Stiffness		
E	kN/m^2	90.00E3
ν (nu)		0.3000

Identification		6. Dilluvium Sand
Alternatives		
G	kN/m^2	34.62E3
E_{oed}	kN/m^2	121.2E3
Strength		
c_{ref}	kN/m^2	0.000
φ (phi)	°	35.00
ψ (psi)	°	0.000
Velocities		
V_s	m/s	128.6
V_p	m/s	240.7

Identification		6. Dilluvium Sand
Advanced		
Set to default values		Yes
Stiffness		
E_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000
y_{ref}	m	0.000
Strength		
c_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000
y_{ref}	m	0.000
Tension cut-off		Yes
Tensile strength	kN/m^2	0.000
Undrained behaviour		
Undrained behaviour		Standard
Skempton-B		0.9783
ν_u		0.4950
$K_{w,ref}$ / n	kN/m^2	3.375E6
Consolidation		
$C_{v,ref}$	m^2/day	0.000
Strength		
Strength		Manual
R_{inter}		0.5000
Real interface thickness		
δ_{inter}		0.000

Identification		6. Dilluvium Sand
K0 settings		
K_0 determination		Manual
$K_{0,x}$		0.4000
Model		
Data set		Standard
Soil		
Type		Coarse
< 2 μm	%	10.00
2 μm - 50 μm	%	13.00
50 μm - 2 mm	%	77.00
Parameters		
Set to default values		No
k_x	m/day	0.8640E-3
k_y	m/day	0.8640E-3
$-\psi_{unsat}$	m	10.00E3
e_{init}		0.5000
Change of permeability		
c_k		1.000E15

Material set		
Identification number		1
Identification		0.3m thick tunnel lining
Comments		
Colour		RGB 255, 0, 4
Material type		Elastic
Properties		
Isotropic		Yes
EA_1	kN/m	4.950E6
EA_2	kN/m	4.950E6
EI	kN m^2/m	23.76E3
d	m	0.2400
w	kN/m/m	1.200
ν (nu)		0.2000
Rayleigh α		0.000
Rayleigh β		0.000

Material set						
Identification number		1	2	3	4	5
Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium Silt
Material model		Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained	Undrained (B)	Drained	Drained	Undrained (B)
Colour		RGB 210, 196, 116	RGB 91, 191, 200	RGB 66, 133, 85	RGB 83, 193, 114	RGB 236, 54, 203
Comments						
General properties						
γ_{unsat}	kN/m^3	19.00	16.50	20.50	20.50	21.00
γ_{sat}	kN/m^3	19.00	16.50	20.50	20.50	21.00
Advanced						
Void ratio						
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
e_{min}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
e_{max}		999.0	999.0	999.0	999.0	999.0
Damping						
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Stiffness						
E	kN/m^2	10.00E3	3000	12.50E3	37.50E3	136.0E3
ν (nu)		0.3000	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000

Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium Silt
Alternatives						
G	kN/m^2	3846	1154	4808	14.42E3	52.31E3
E_{oed}	kN/m^2	13.46E3	4038	16.83E3	50.48E3	183.1E3
Strength						
c_{ref}	kN/m^2	10.00	10.00	0.000	0.000	170.0
φ (phi)	°	25.00	0.000	30.00	33.00	0.000
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Velocities						
V_s	m/s	44.54	26.18	47.94	83.04	156.2
V_p	m/s	83.33	48.98	89.69	155.3	292.3

Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium Silt
Advanced						
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Stiffness						
E_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Strength						
c_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m^2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour						
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9783	0.9783	0.9783	0.9783	0.9783
ν_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
$K_{w,ref}$ / n	kN/m^2	375.0E3	112.5E3	468.7E3	1.406E6	5.100E6
Consolidation						
$C_{v,ref}$	m^2/day	0.000	0.03489	0.000	0.000	15.82
Strength						
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual	Manual
R_{inter}		0.6700	0.5000	0.6700	0.6700	0.6700
Real interface thickness						
δ_{inter}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium Silt
K0 settings						
K_0 determination		Manual	Manual	Automatic	Manual	Manual
$K_{0,x}$		0.5000	0.8000	0.5000	0.5000	0.5000
Model						
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Soil						
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μm	%	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2 μm - 50 μm	%	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
50 μm - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00
Parameters						
Set to default values		No	No	No	No	No
k_x	m/day	8.640E-3	0.08640E-3	8.640E-3	0.08640	0.8640E-3
k_y	m/day	8.640E-3	0.08640E-3	8.640E-3	0.08640	0.8640E-3
$-\psi_{unsat}$	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
Change of permeability						
c_k		1.000E15	1.000E15	1.000E15	1.000E15	1.000E15

Material set		
Identification number		6
Identification		6. Dilluvium Sand
Material model		Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained
Colour		RGB 161, 226, 232
Comments		
General properties		
γ_{unsat}	kN/m^3	20.50
γ_{sat}	kN/m^3	20.50
Advanced		
Void ratio		
Dilatancy cut-off		No
e_{init}		0.5000
e_{min}		0.000
e_{max}		999.0
Damping		
Rayleigh α		0.000
Rayleigh β		0.000
Stiffness		
E	kN/m^2	90.00E3
ν (nu)		0.3000

Identification		6. Dilluvium Sand
Alternatives		
G	kN/m^2	34.62E3
E_{oed}	kN/m^2	121.2E3
Strength		
c_{ref}	kN/m^2	0.000
φ (phi)	°	35.00
ψ (psi)	°	0.000
Velocities		
V_s	m/s	128.6
V_p	m/s	240.7

Identification		6. Dilluvium Sand
Advanced		
Set to default values		Yes
Stiffness		
E_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000
y_{ref}	m	0.000
Strength		
c_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000
y_{ref}	m	0.000
Tension cut-off		Yes
Tensile strength	kN/m^2	0.000
Undrained behaviour		
Undrained behaviour		Standard
Skempton-B		0.9783
ν_u		0.4950
$K_{w,ref}$ / n	kN/m^2	3.375E6
Consolidation		
$C_{v,ref}$	m^2/day	0.000
Strength		
Strength		Manual
R_{inter}		0.5000
Real interface thickness		
δ_{inter}		0.000

Identification		6. Dilluvium Sand
K0 settings		
K_0 determination		Manual
$K_{0,x}$		0.4000
Model		
Data set		Standard
Soil		
Type		Coarse
< 2 μm	%	10.00
2 μm - 50 μm	%	13.00
50 μm - 2 mm	%	77.00
Parameters		
Set to default values		No
k_x	m/day	0.8640E-3
k_y	m/day	0.8640E-3
$-\psi_{unsat}$	m	10.00E3
e_{init}		0.5000
Change of permeability		
c_k		1.000E15

Material set		
Identification number		1
Identification		0.3m thick tunnel lining
Comments		
Colour		RGB 255, 0, 4
Material type		Elastic
Properties		
Isotropic		Yes
EA_1	kN/m	4.950E6
EA_2	kN/m	4.950E6
EI	kN m^2/m	23.76E3
d	m	0.2400
w	kN/m/m	1.200
ν (nu)		0.2000
Rayleigh α		0.000
Rayleigh β		0.000

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Pore pressure	Time	Stage	Water	First	Last	Log info
Initial phase	0	N/A	Gravity loading	Staged construction	Phreatic	0.00	0	0	1	4	No errors.
<Phase 1>Activate Surcharge (15kPa) and Existing B	1	0	Plastic	Staged construction	Phreatic	0.00	1	1	5	8	No errors.
<Phase 2>Borethrough East BoundTrack and Install L	3	1	Plastic	Staged construction	Phreatic	0.00	3	3	9	10	No errors.
<Phase 3>Borethrought West Boundtrack	4	3	Plastic	Staged construction	Phreatic	0.00	4	4	11	19	Warning.
<Phase 4> Install Lining	5	4	Plastic	Staged construction	Phreatic	0.00	5	5	20	22	No errors.

design, the ultimate load should be taken as the lesser of the block failure value and the sum of the individual pile values, provided the pile cap rests on the soil. However, if the piles are freestanding the ultimate load should be the lesser of the block failure value and ⅔ of the sum of the individual pile values.

The settlement of a pile group in clay can be estimated by assuming that the total load is carried by an 'equivalent raft' located at a depth of $2L/3$ where L is the length of the piles. It may be assumed, as shown in Figure 8.22(a), that the load is spread from the perimeter of the group at a slope of 1 horizontal to 4 vertical to allow for that part of the load transferred to the soil by skin friction. The vertical stress increment at any depth below the equivalent raft may be estimated by assuming in turn that the total load is spread to the underlying soil at a slope of 1 horizontal to 2 vertical. The consolidation settlement is then calculated from Equation 7.10. The immediate settlement is determined by applying Equation 5.28 to the equivalent raft.

The settlement of a pile group underlain by a depth of sand can also be estimated by means of the equivalent raft concept. In this case it may be assumed, as shown in Figure 8.22(b), that the equivalent raft is located at a depth of $2D_b/3$ in the sand stratum with a 1:4 load spread from the perimeter of the group. Again a 1:2 load spread is assumed below the equivalent raft. The settlement is determined from values of standard penetration resistance or cone penetration resistance below the equivalent raft, using the methods detailed in Section 8.4.

It is also possible to estimate the settlement due to the consolidation of a clay layer situated below a sand stratum in which a pile group is supported. The possibility of a pile group in a sand stratum punching through into an underlying layer of soft clay should also be considered in relevant cases; the vertical stress increment at the top of the clay layer should not exceed the presumed bearing value of the clay.

An alternative proposal regarding the equivalent raft is that its area should be equal to that of the pile group. In clays the equivalent raft should, as above, be located at a depth of $2L/3$ but in sands it should be located at the base of the pile group. A 1:2 load spread should be assumed below the equivalent raft in each case. The alternative proposals should be used if shaft resistance is negligible compared with base resistance.

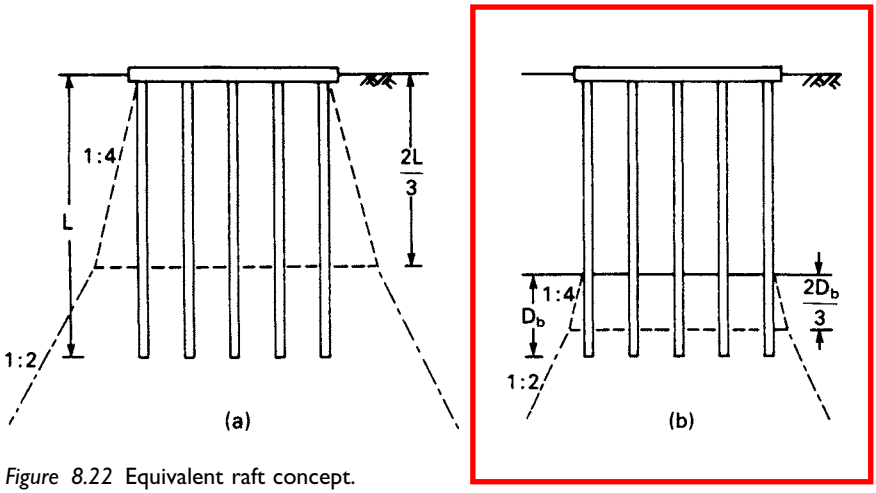
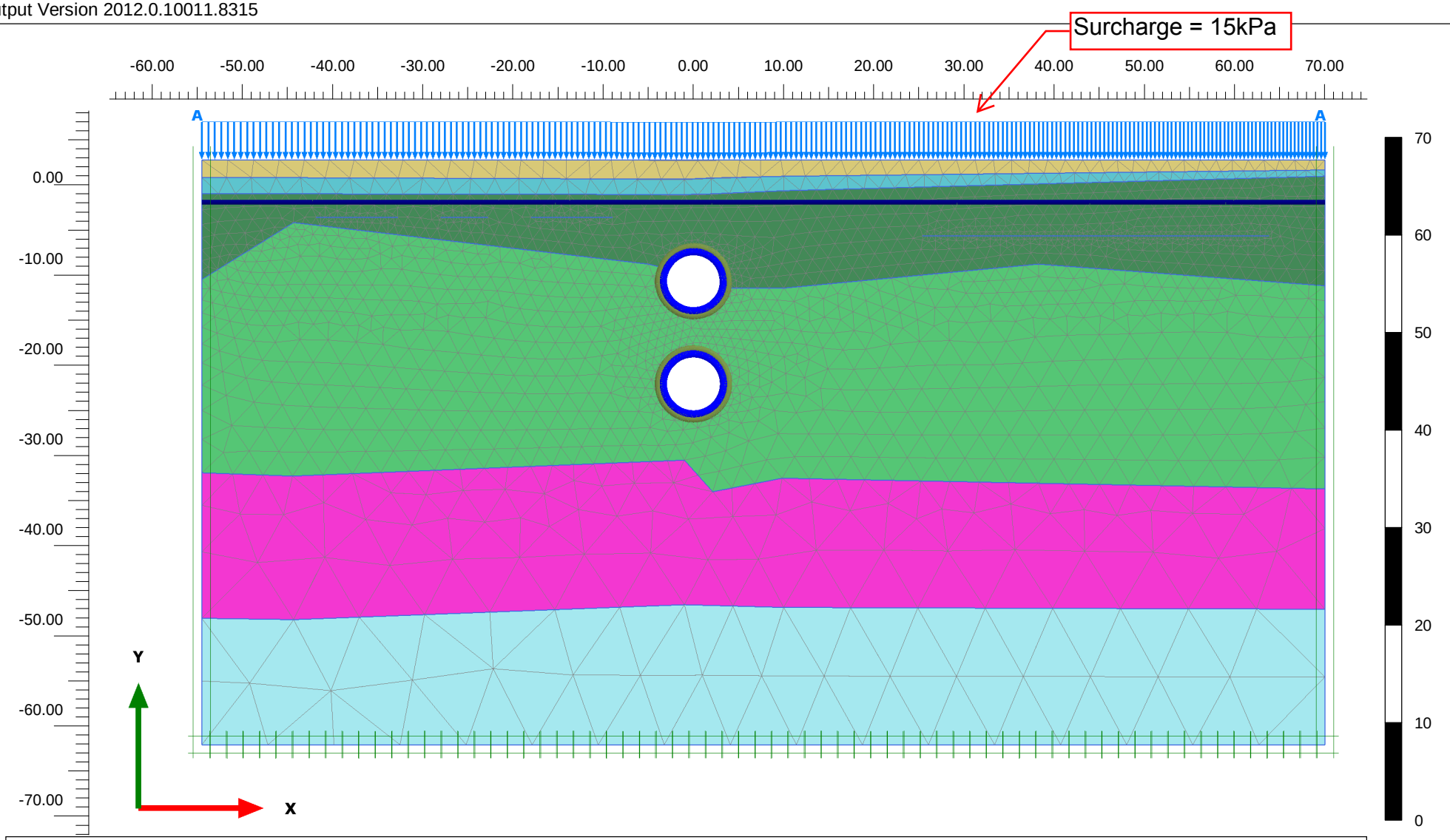


Figure 8.22 Equivalent raft concept.

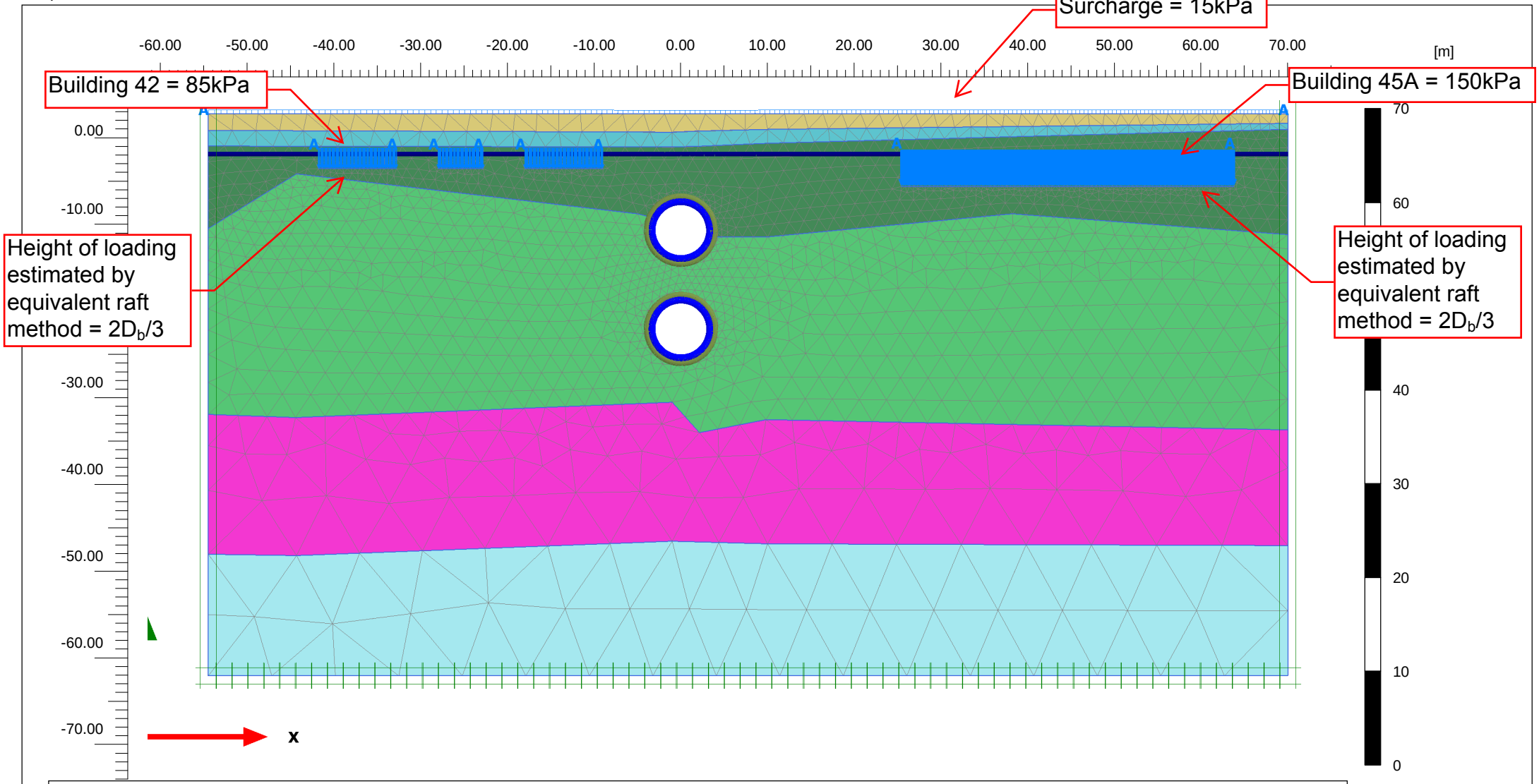
Section B-B



Deformed mesh |u| (at true scale)

Maximum value = 0.08993 m (at Node 26843)

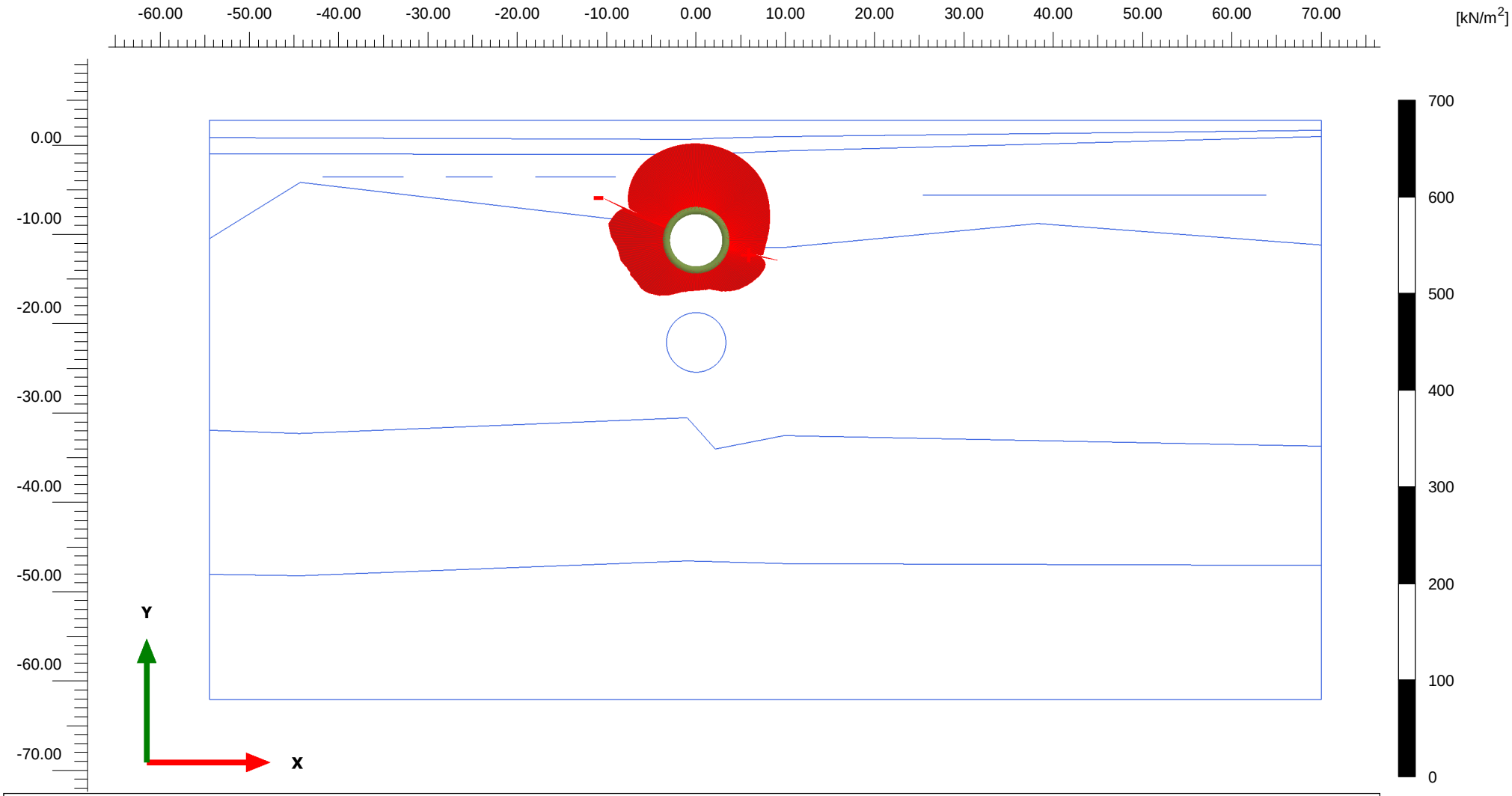
PLAXIS	*Project description* Without Building Load		*Date* 7/17/2015
	Project filename HCMC_Section B-B (no bu ...	*Step* 11	*User name* AECOM Asia Co Ltd



Deformed mesh |u| (at true scale)

Maximum value = 0.06698 m (at Node 27162)

PLAXIS	*Project description* 5. Install Lining		*Date* 7/17/2015
	Project filename HCMC_Section B-B	*Step* 22	*User name* AECOM Asia Co Ltd

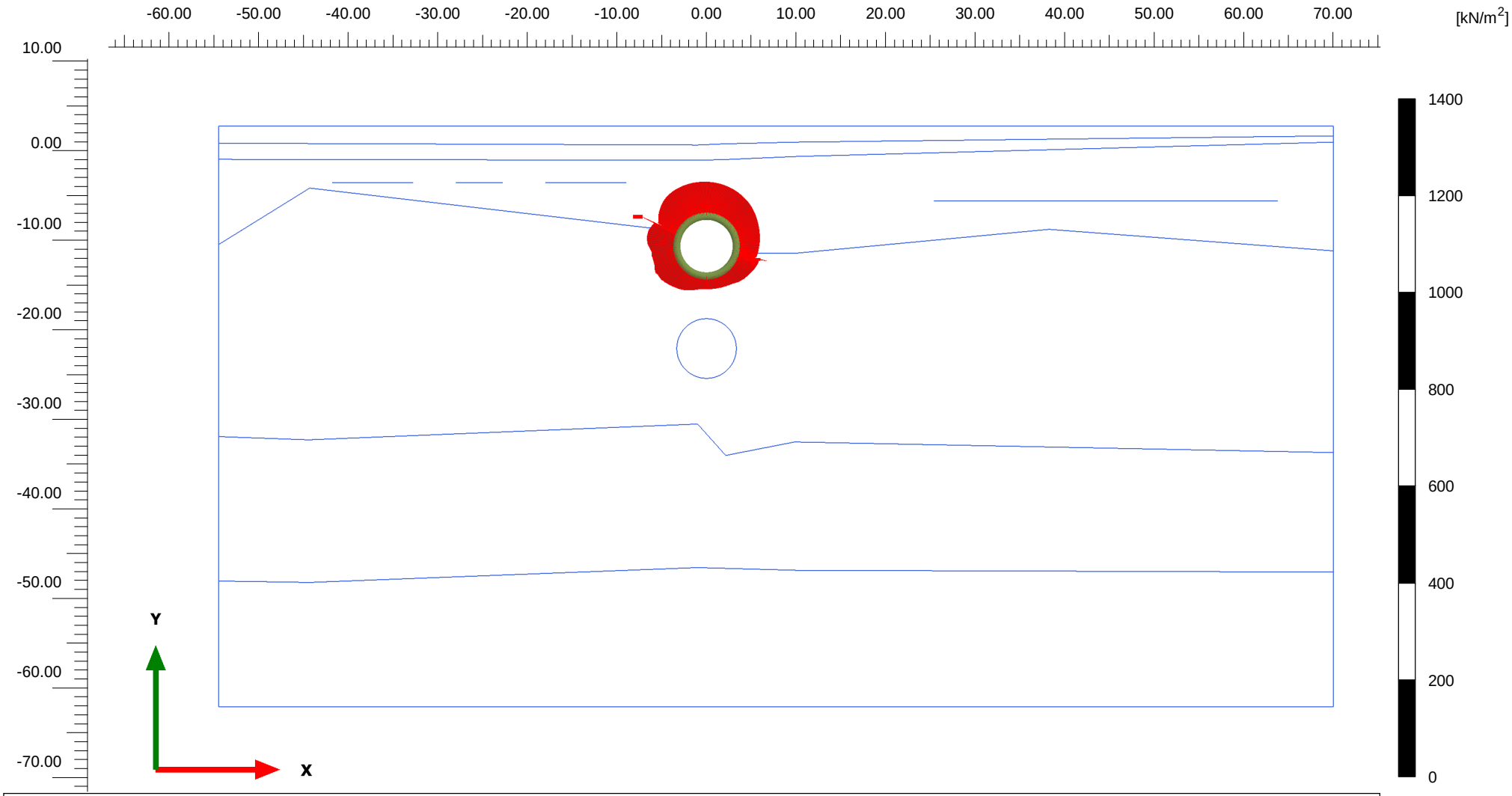


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.100 times)

Maximum value = -19.87 kN/m^2 (Element 116 at Node 16923)

Minimum value = -79.50 kN/m^2 (Element 111 at Node 28979)

PLAXIS	*Project description* Without Building Load (WB Tunnel)		*Date* 7/17/2015
	Project filename HCMC_Section B-B (no bu ...	*Step* 11	*User name* AECOM Asia Co Ltd



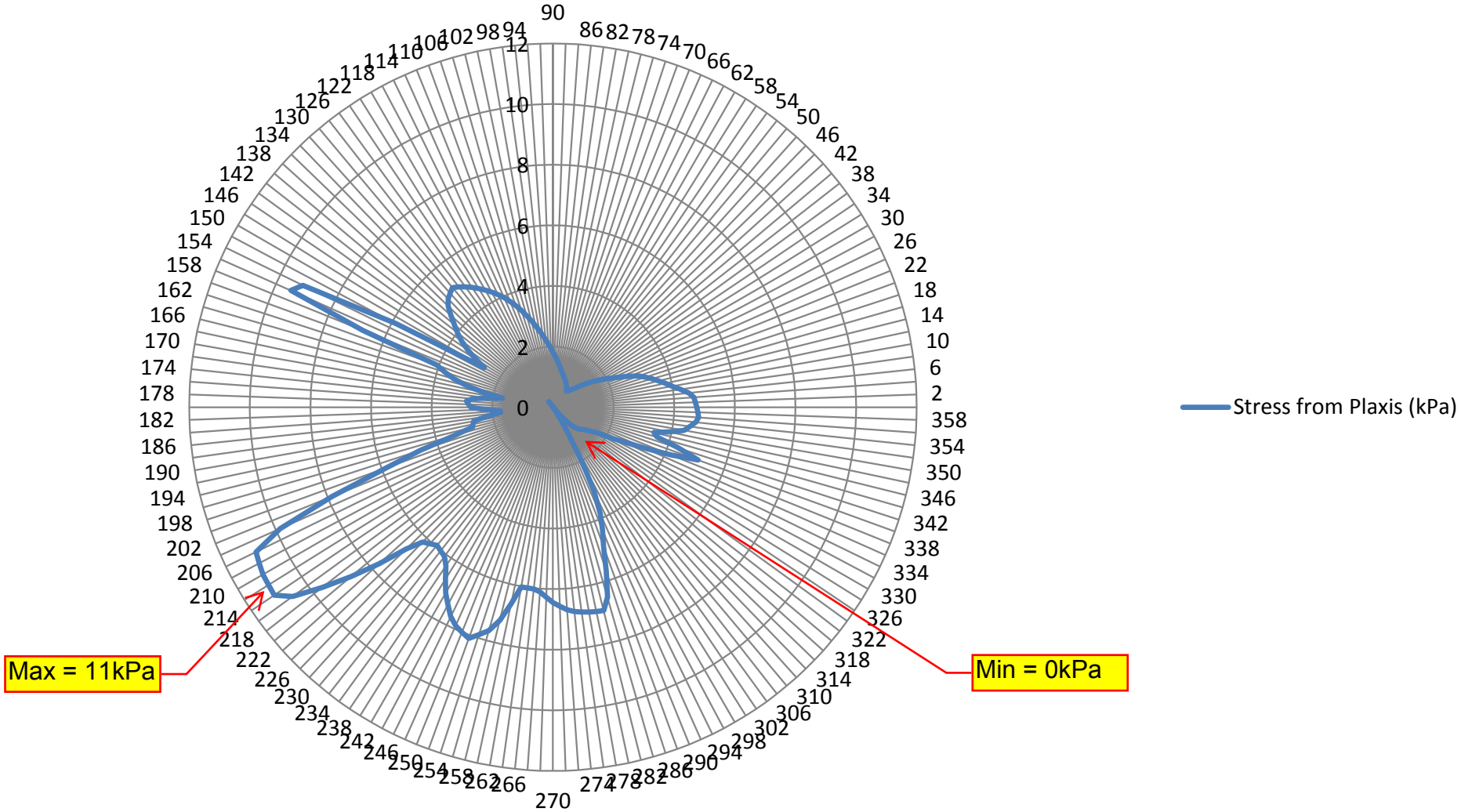
Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = -25.59 kN/m^2 (Element 116 at Node 16923)

Minimum value = -88.12 kN/m^2 (Element 111 at Node 28979)

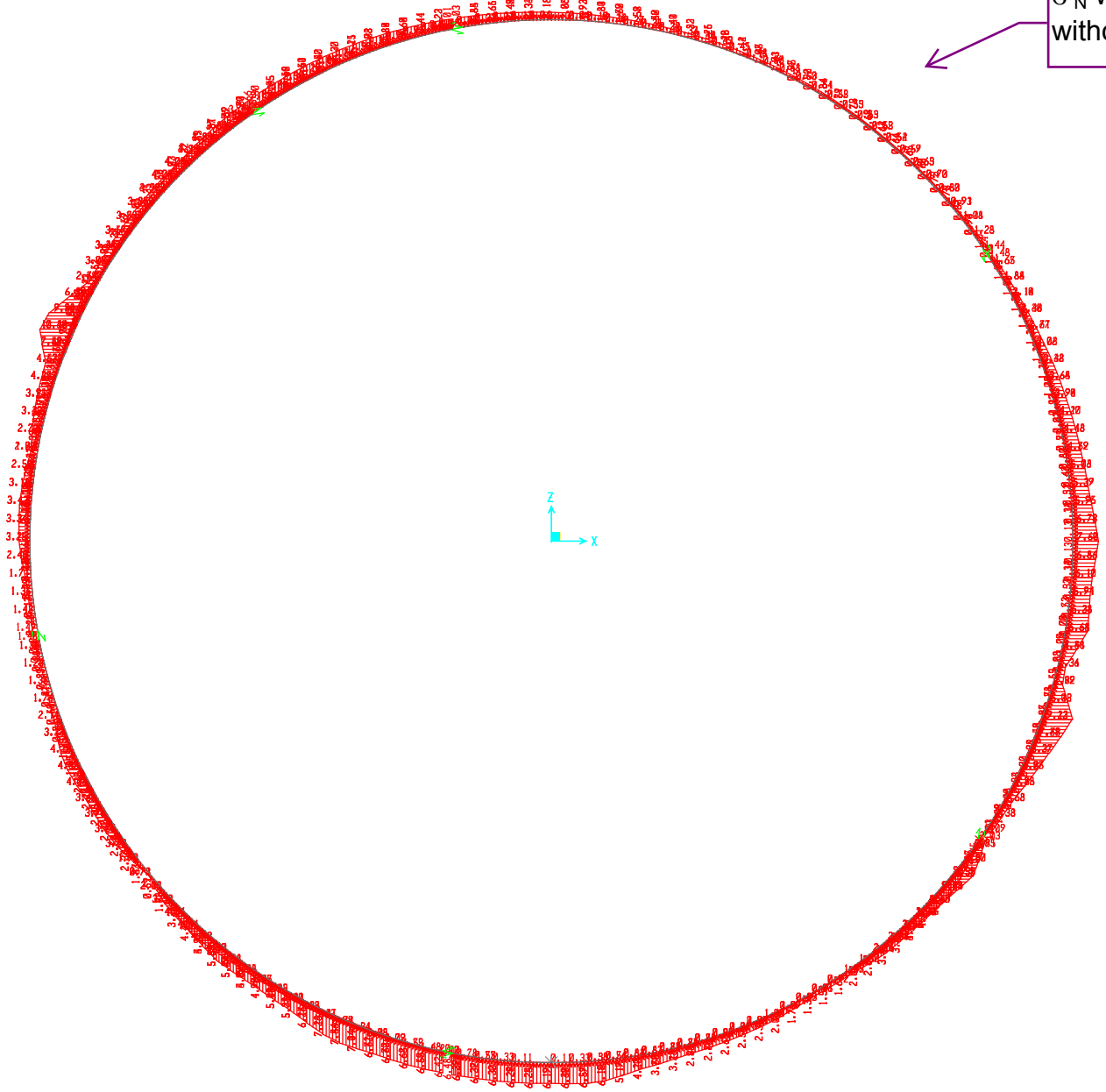
PLAXIS	*Project description* With Building Load (WB Tunnel)		*Date* 7/17/2015
	Project filename HCMC_Section B-B	*Step* 22	*User name* AECOM Asia Co Ltd

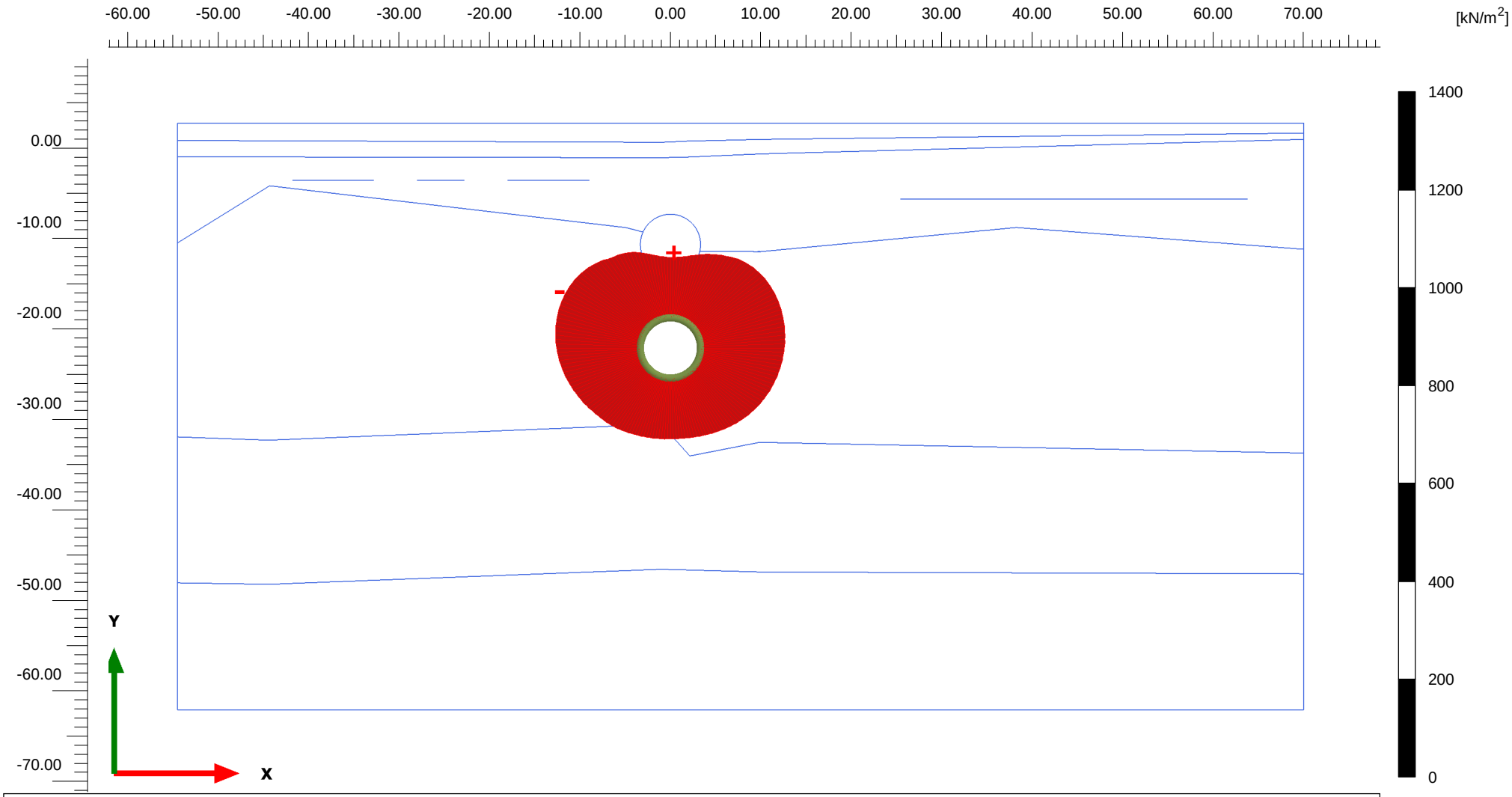
Section B-B Induced Normal Stress due to Existing Building (WB Tunnel)



West-Bound Track

σ'_N with building load - σ'_N without building load



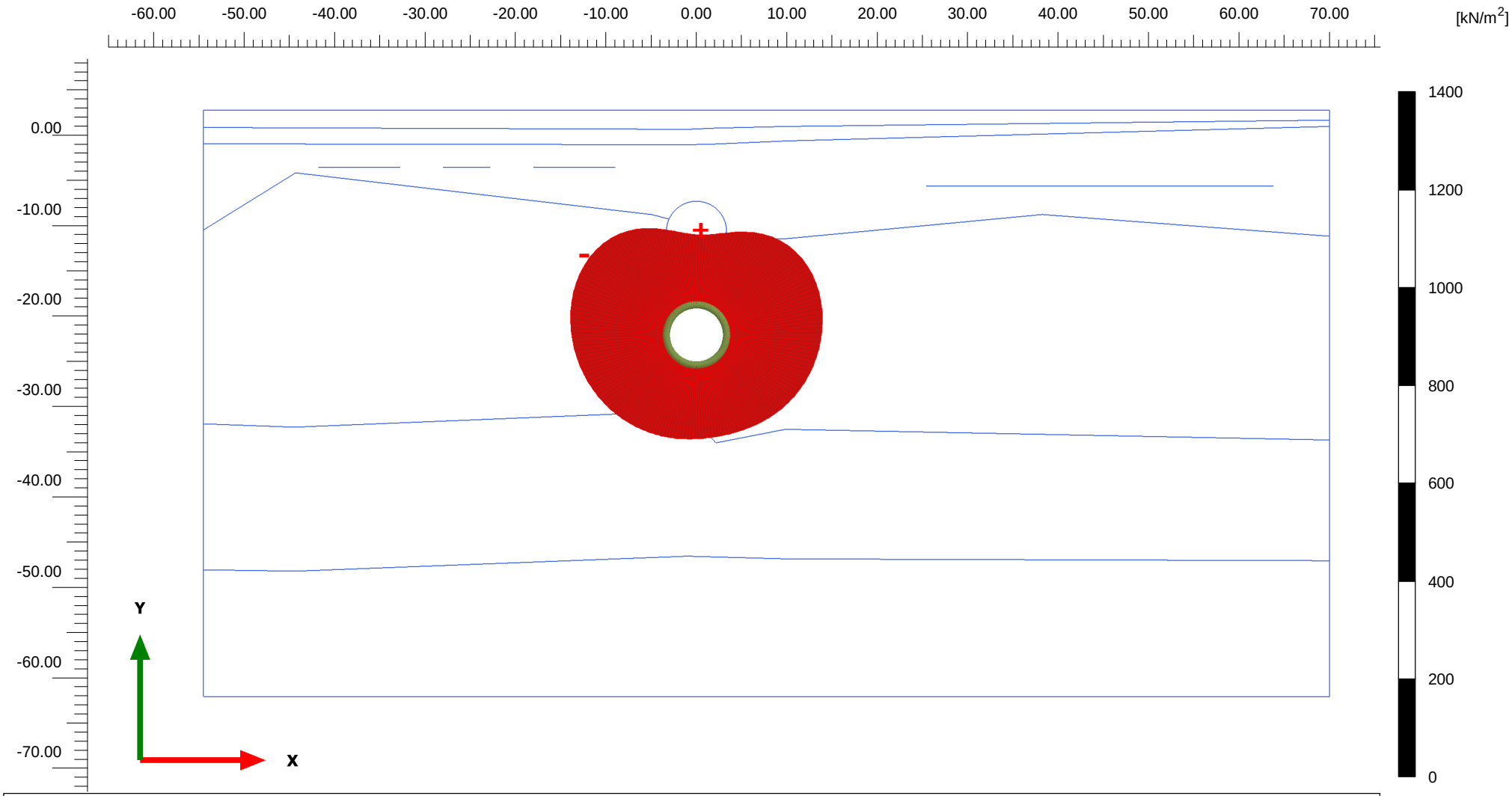


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = -133.3 kN/m^2 (Element 14 at Node 14116)

Minimum value = -195.4 kN/m^2 (Element 24 at Node 19981)

PLAXIS	*Project description* Without Building Load (EB Tunnel)		*Date* 7/17/2015
	Project filename HCMC_Section B-B (no bu ...	*Step* 11	*User name* AECOM Asia Co Ltd



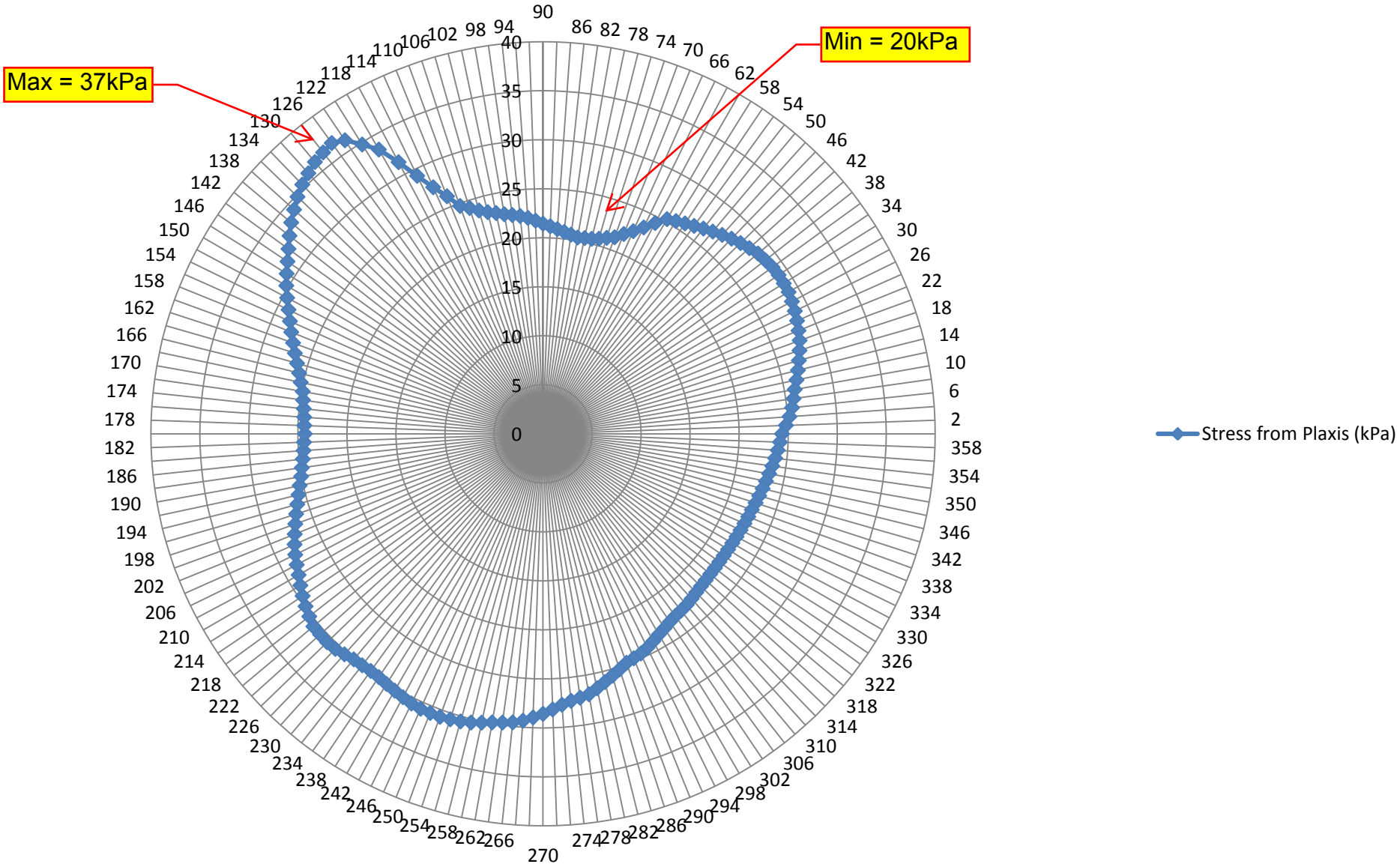
Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = -154.5 kN/m^2 (Element 14 at Node 14116)

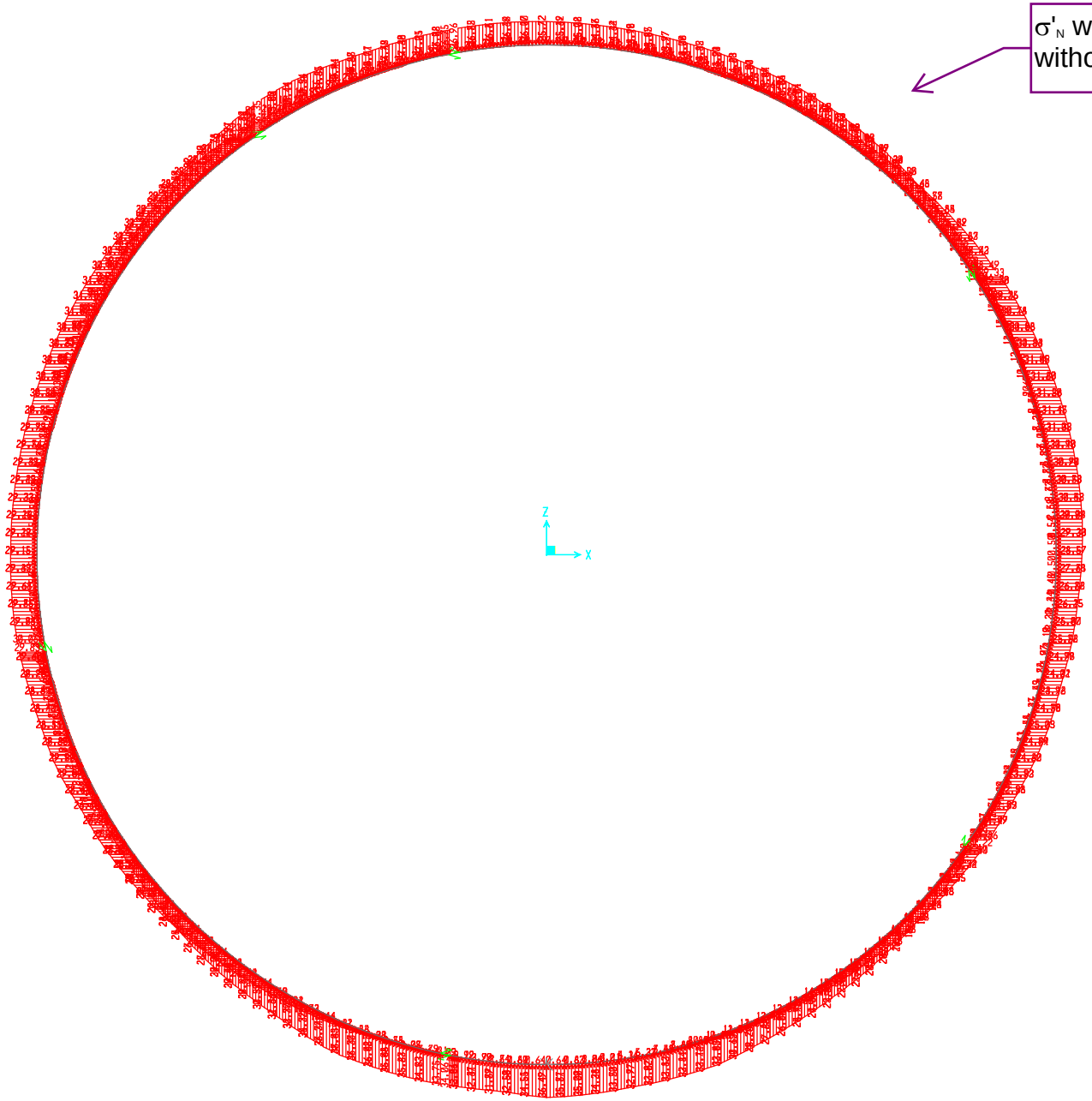
Minimum value = -225.6 kN/m^2 (Element 25 at Node 19965)

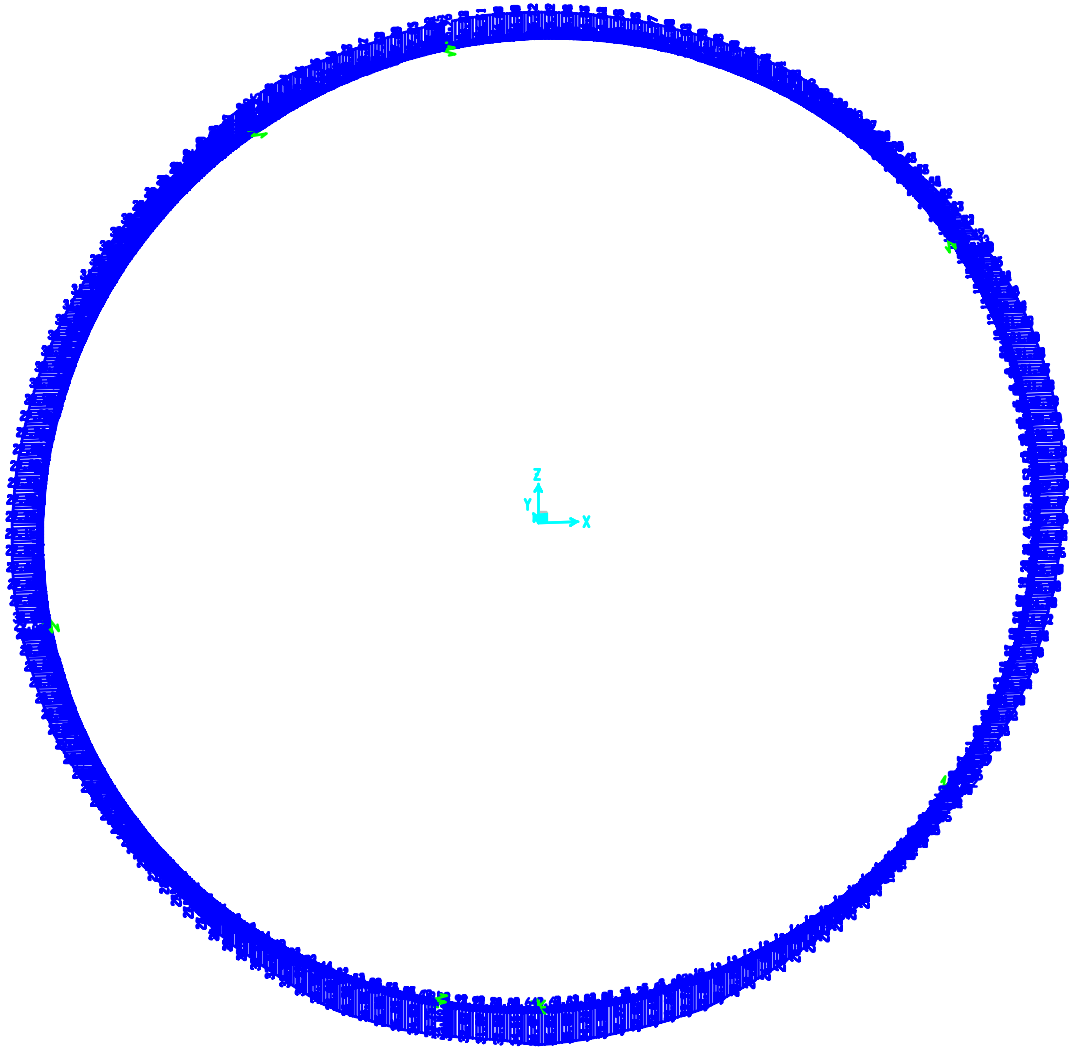
PLAXIS	*Project description* With Building Load (EB Tunnel)		*Date* 7/17/2015
	Project filename HCMC_Section B-B	*Step* 22	*User name* AECOM Asia Co Ltd

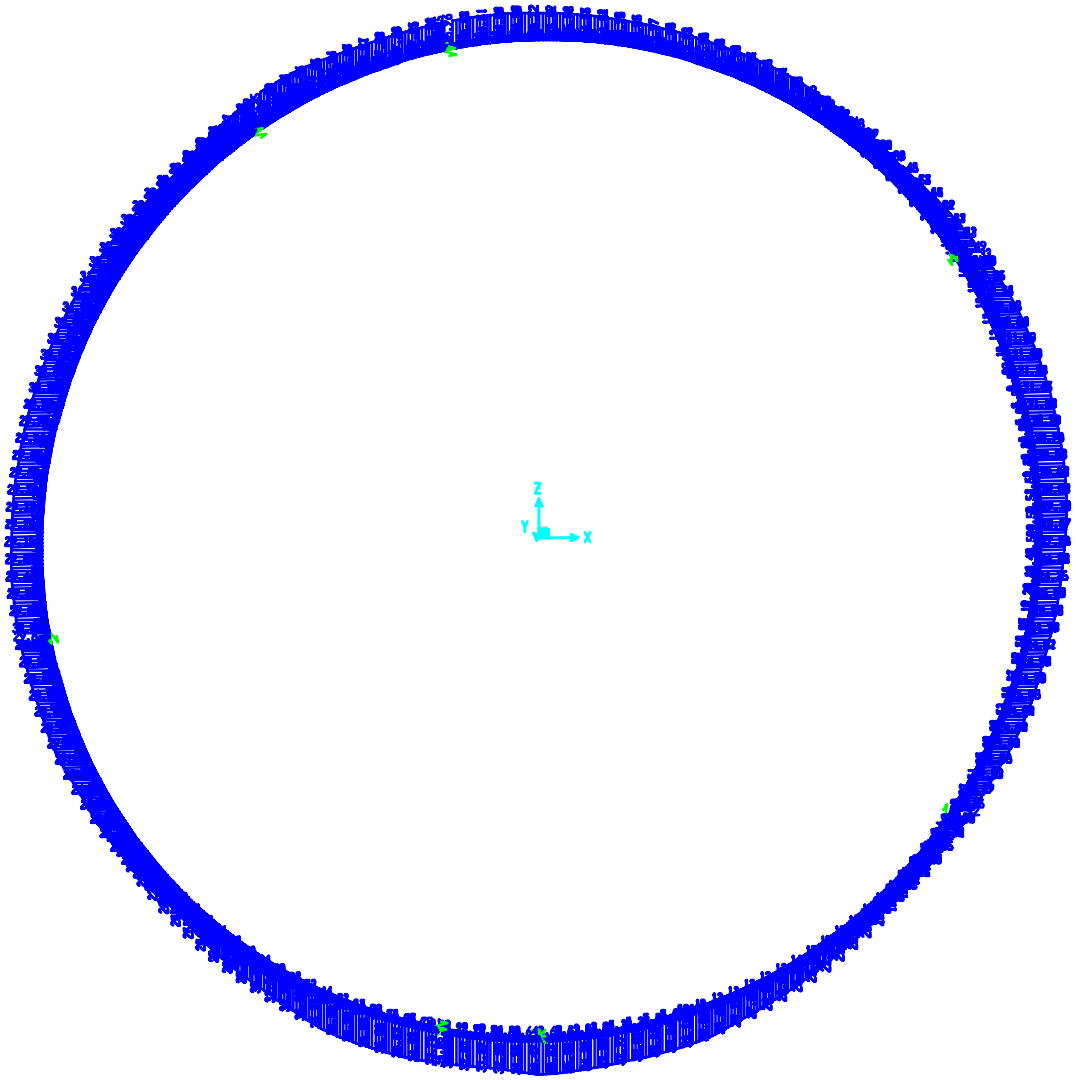
Section B-B Induced Normal Stress due to Existing Building (EB Tunnel)

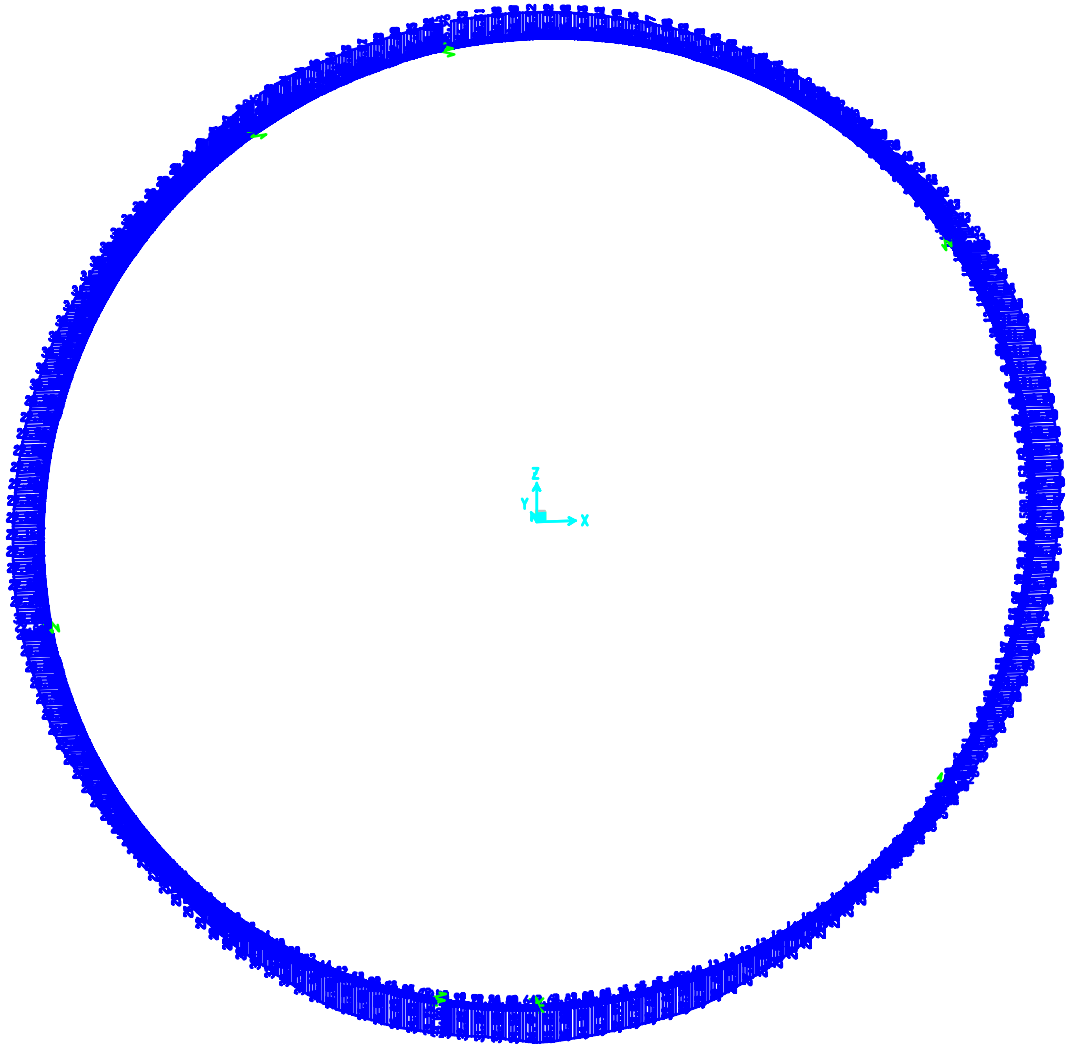


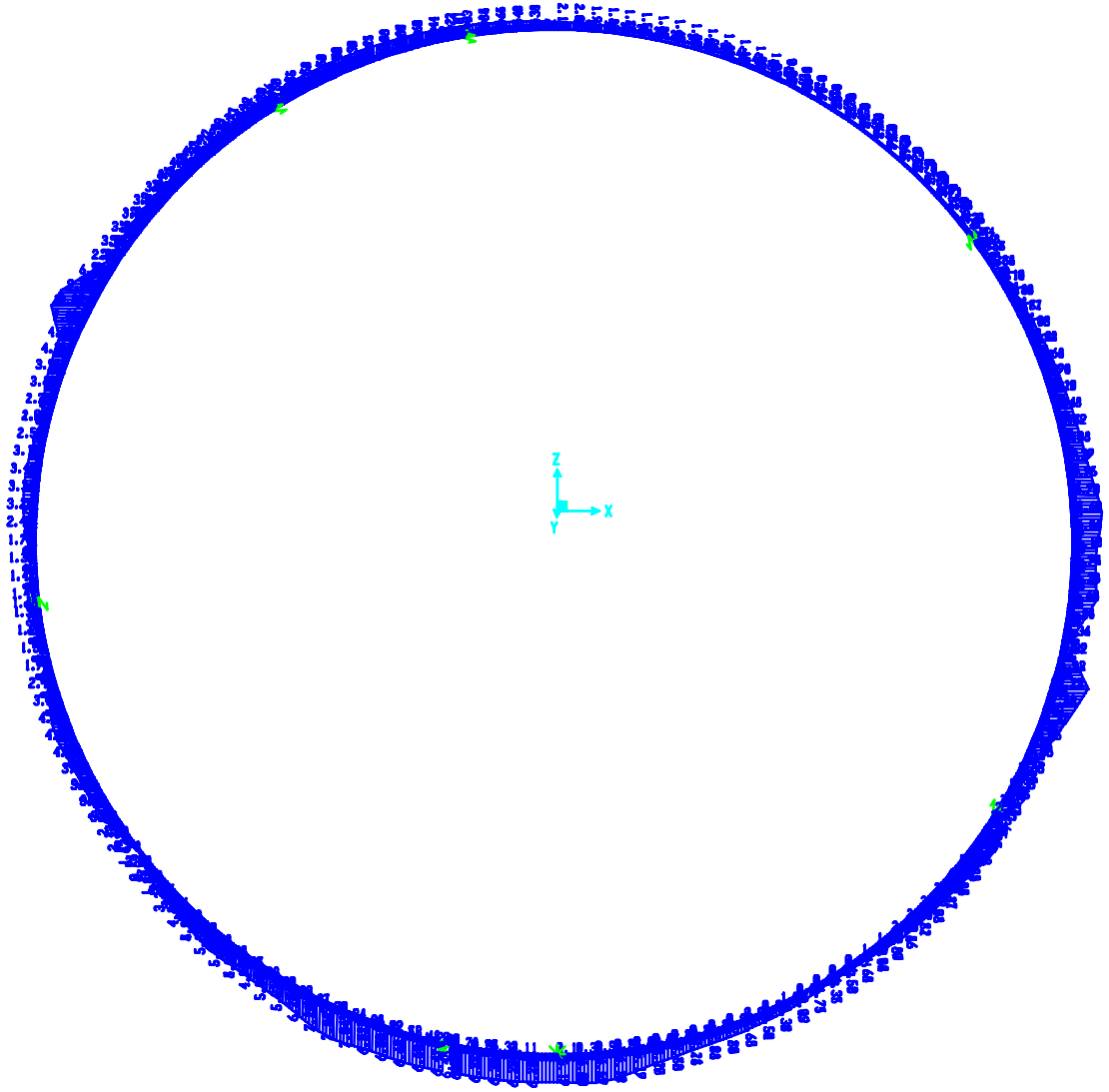
East-Bound Track

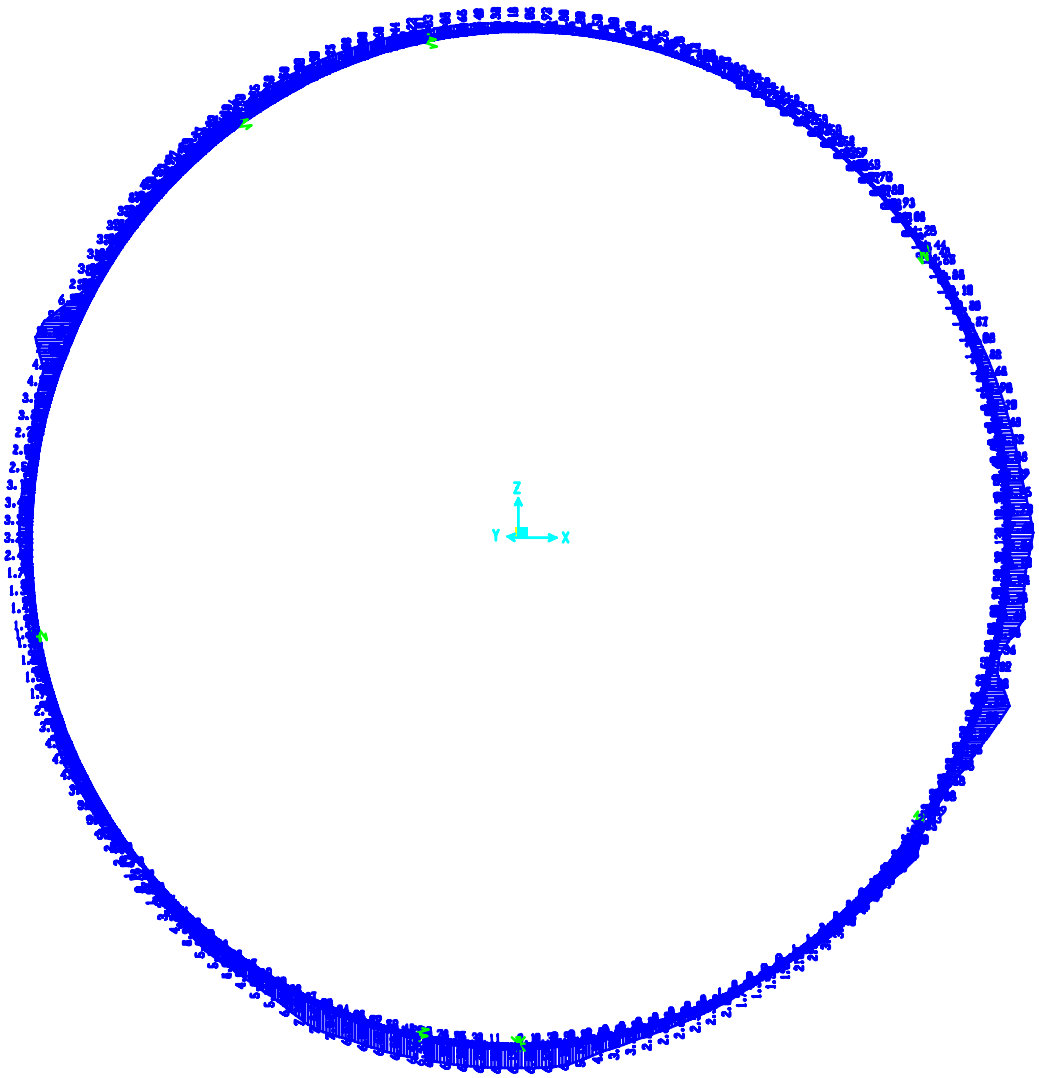


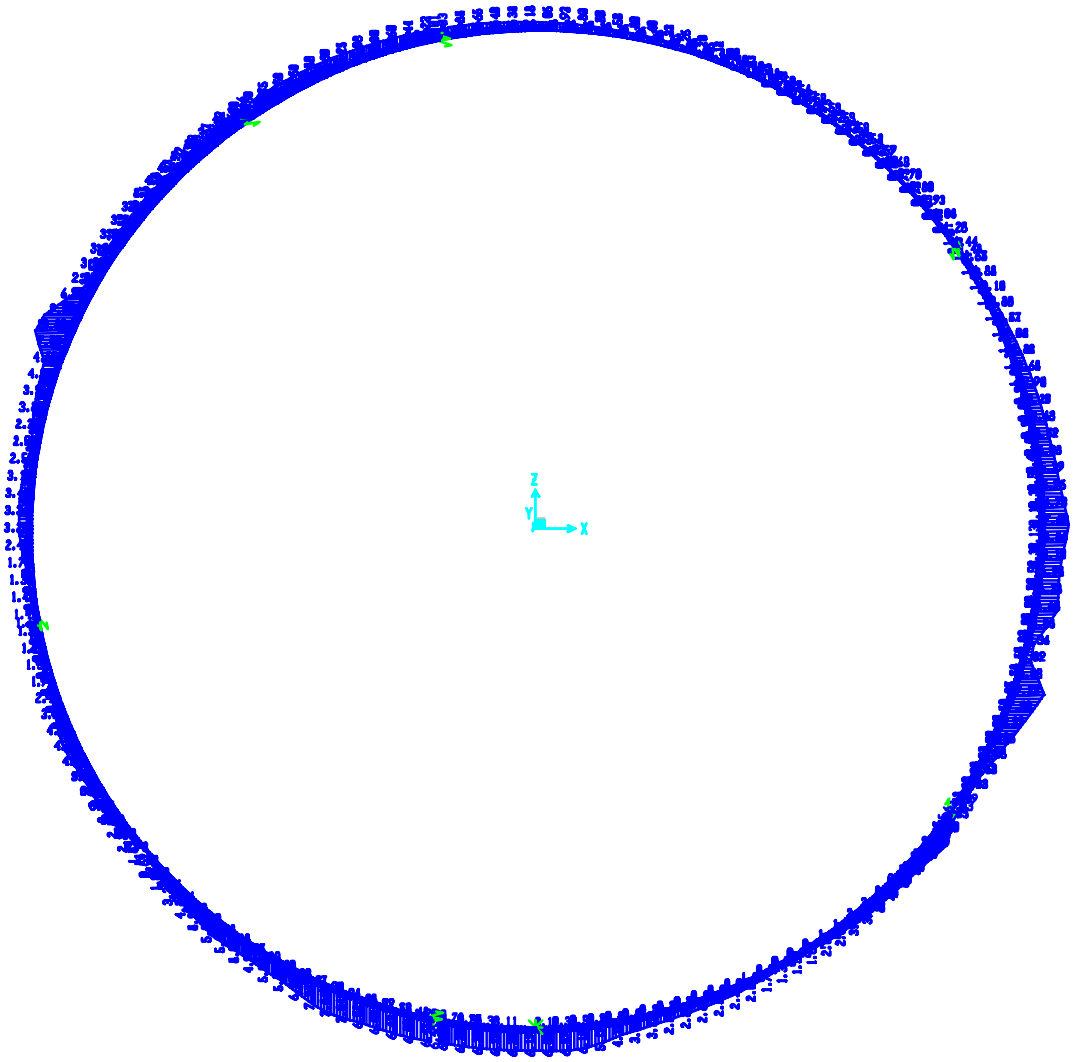

Z
Y
X


Z
Y
X

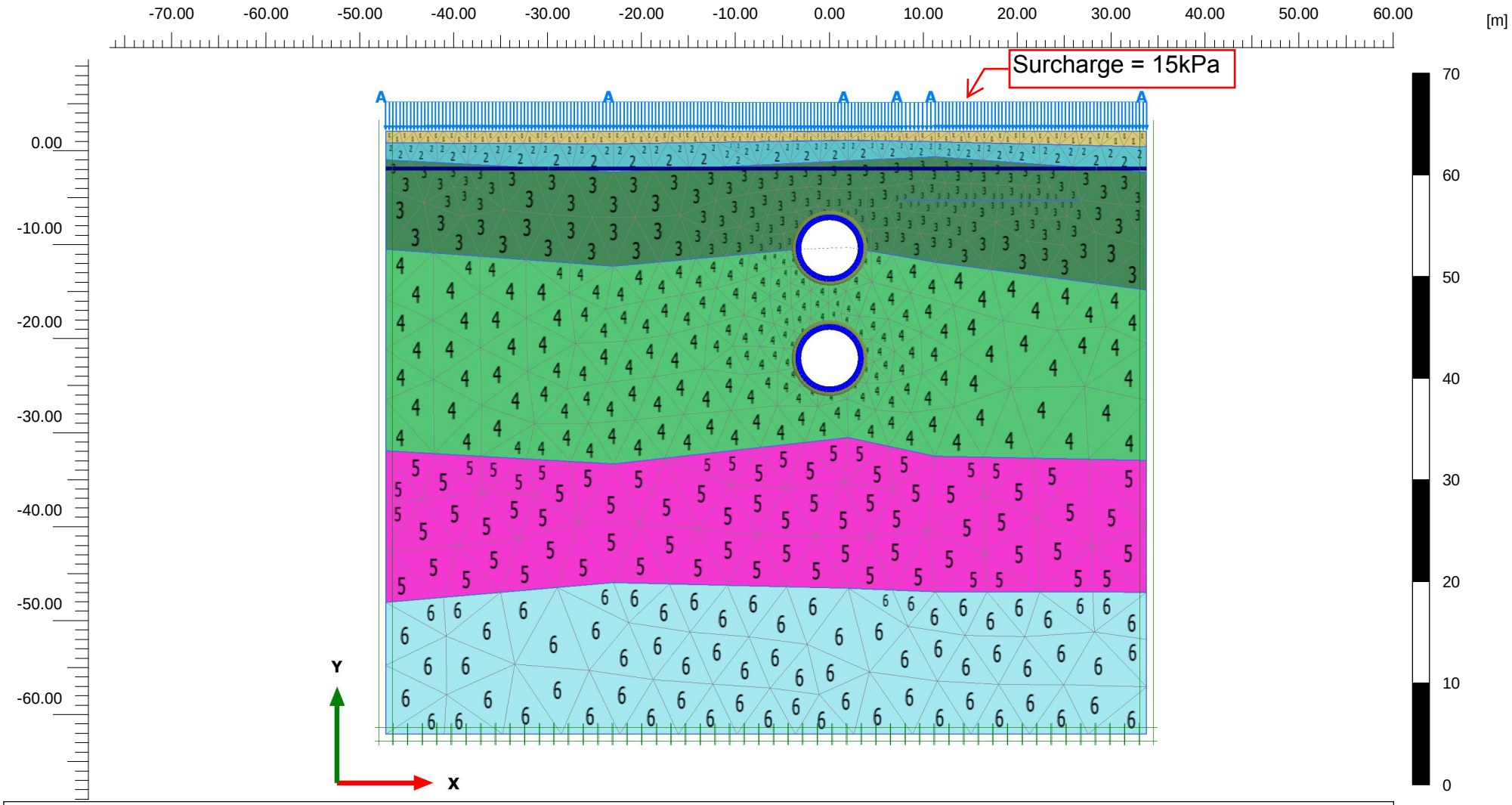

Z
Y
X


Z
X
Y


Z
Y
X


Z
Y
X

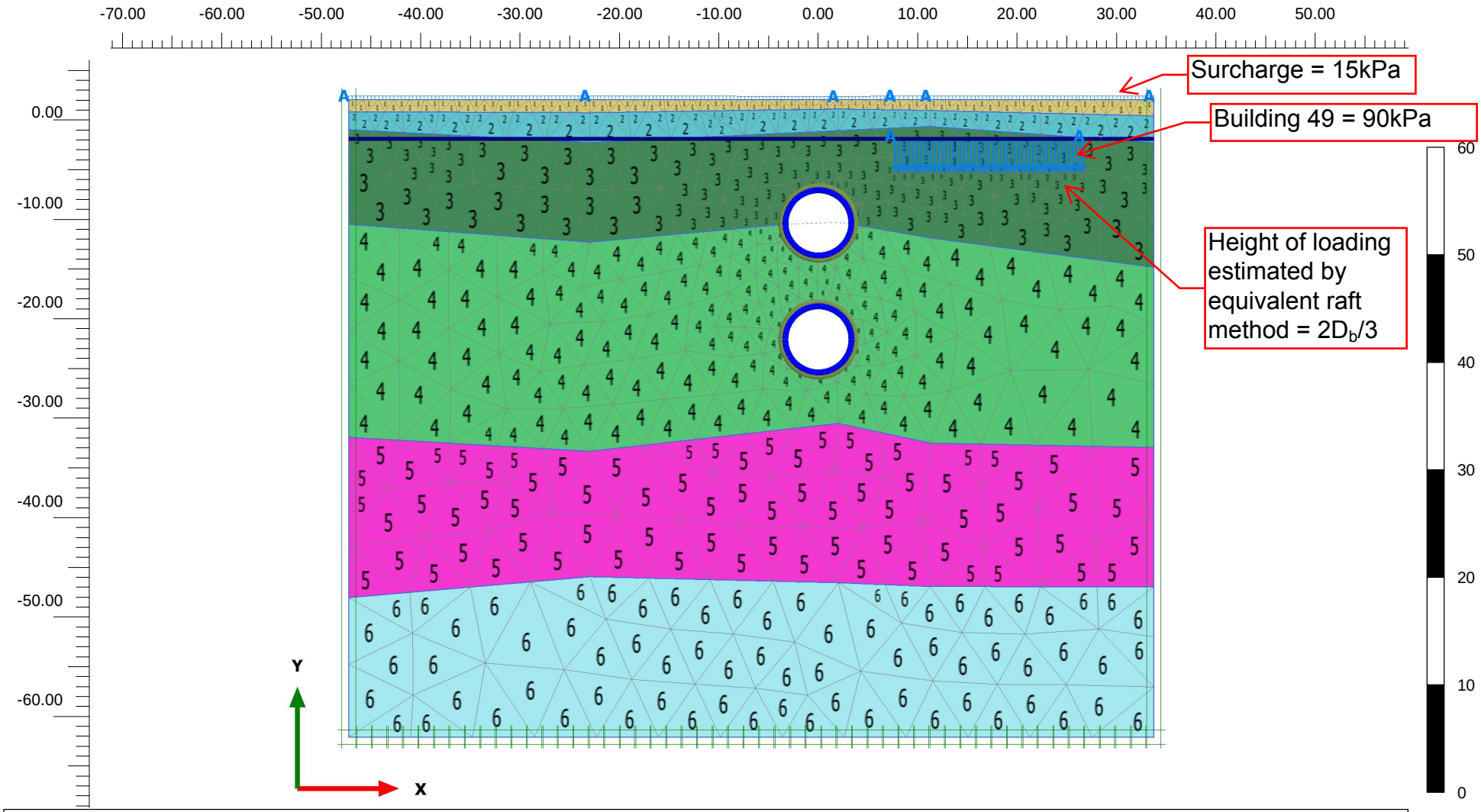
Section C-C



Deformed mesh |u| (at true scale)

Maximum value = 0.07373 m (at Node 2697)

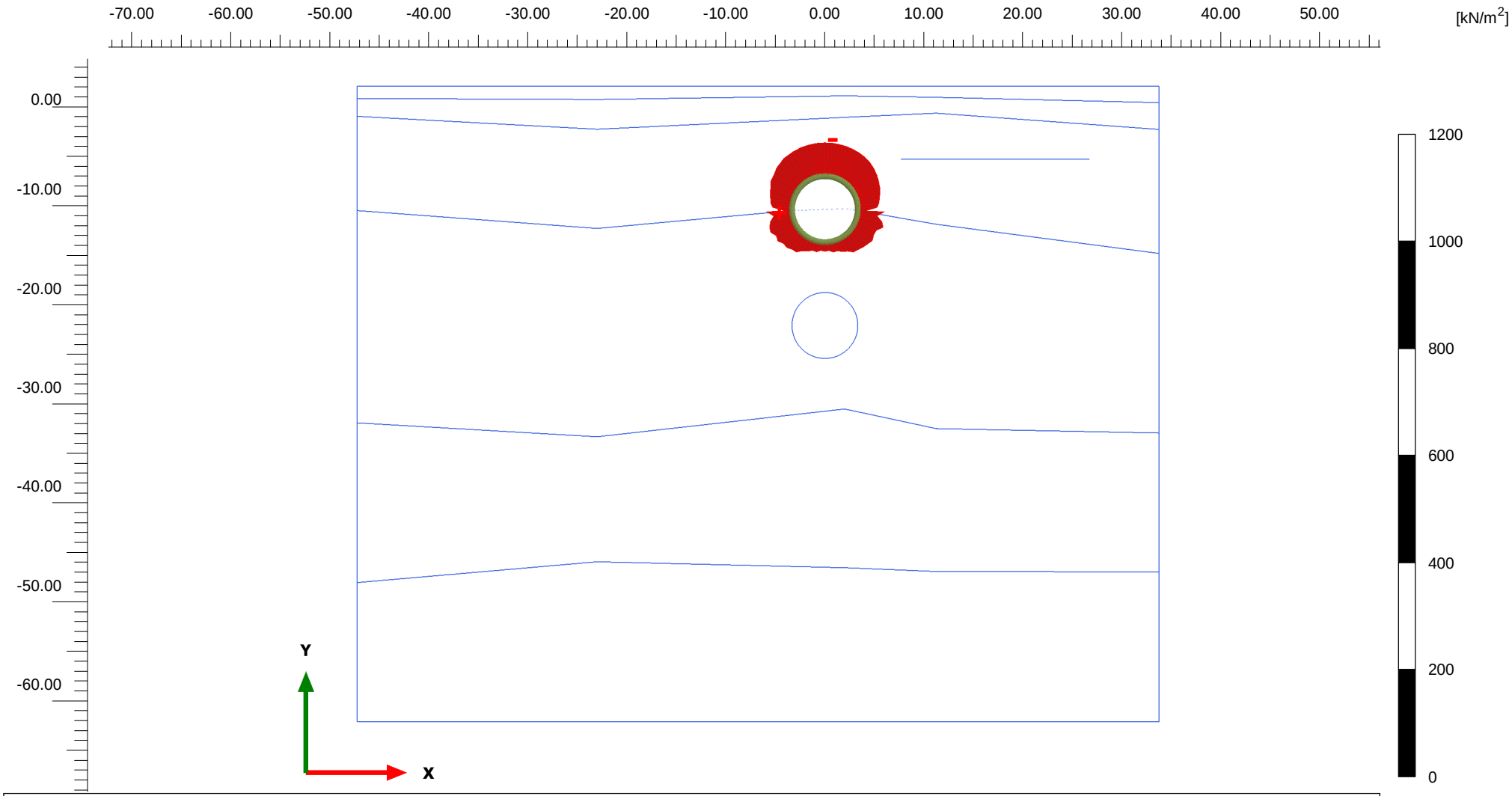
PLAXIS	*Project description* Without Building Load		*Date* 7/17/2015
	Project filename HCMC_Section C-C (no bu ...	*Step* 11	*User name* AECOM Asia Co Ltd



Deformed mesh |u| (at true scale)

Maximum value = 0.06012 m (at Node 2700)

PLAXIS	*Project description* With Building Load		*Date* 7/17/2015
	Project filename HCMC_Section C-C	*Step* 18	*User name* AECOM Asia Co Ltd

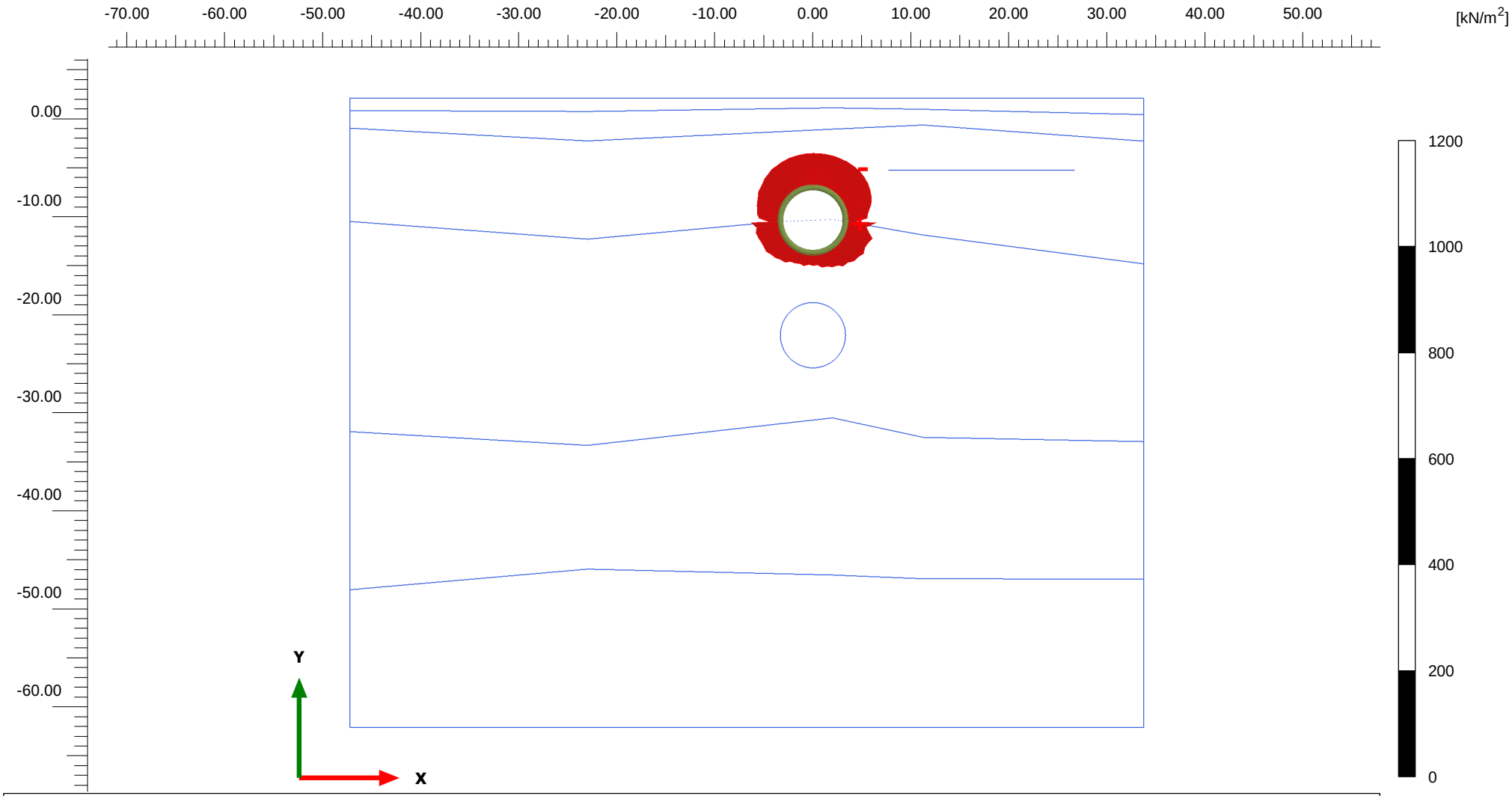


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = -15.72 kN/m^2 (Element 16 at Node 3401)

Minimum value = -67.49 kN/m^2 (Element 6 at Node 2673)

PLAXIS	*Project description* Without Building Load (WB Tunnel)		*Date* 7/17/2015
	Project filename HCMC_Section C-C (no bu ...	*Step* 11	*User name* AECOM Asia Co Ltd

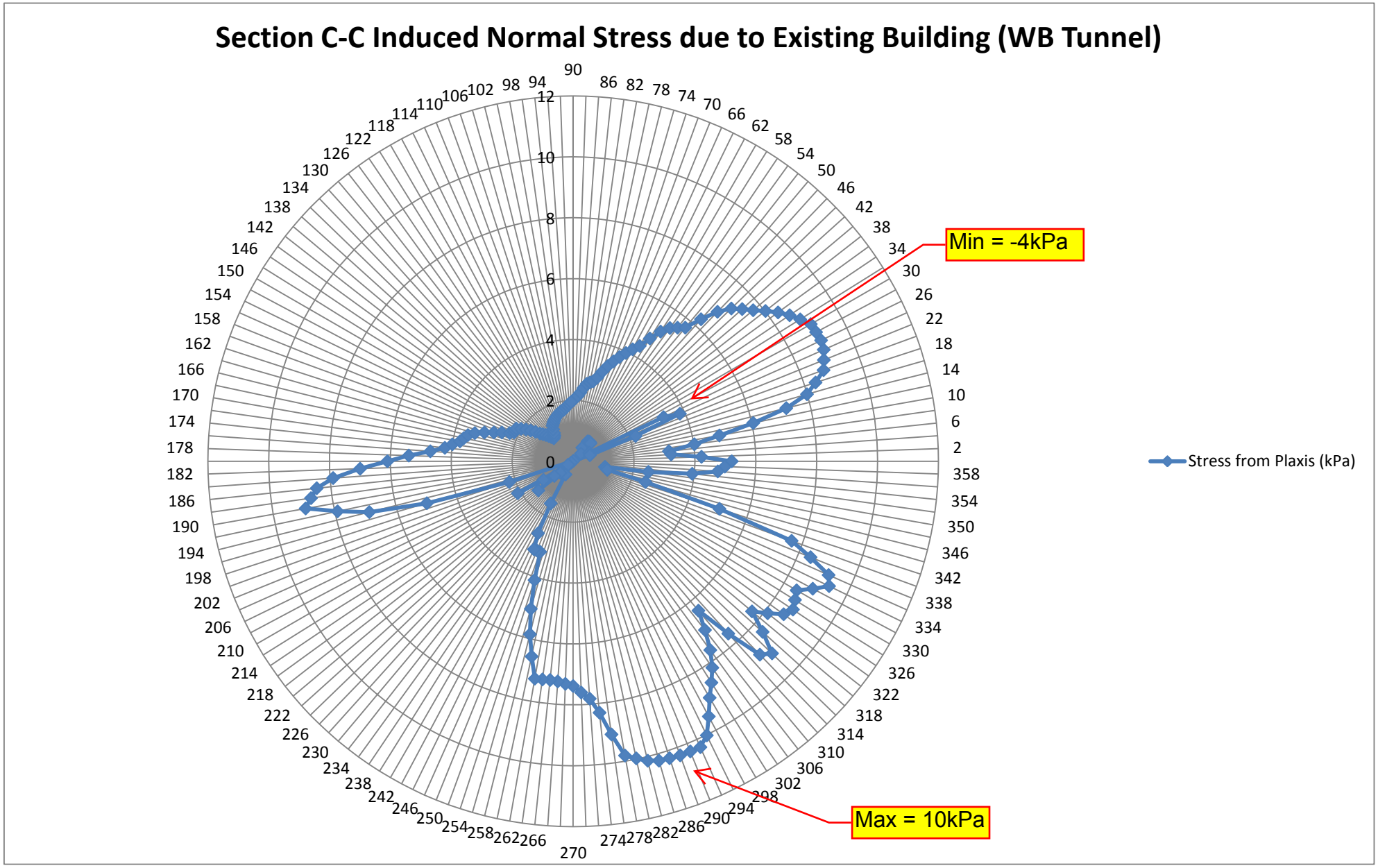


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

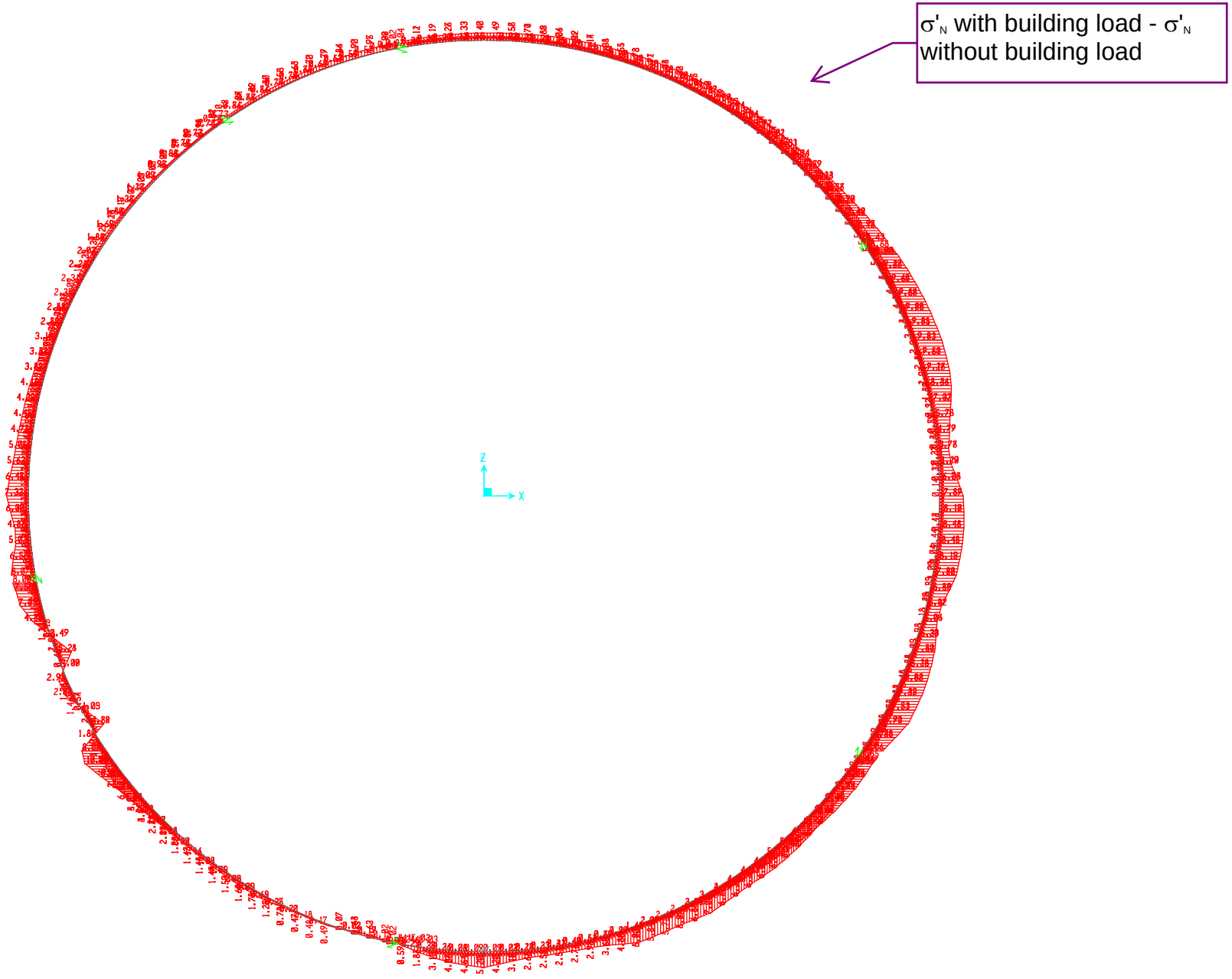
Maximum value = -18.32 kN/m^2 (Element 5 at Node 1486)

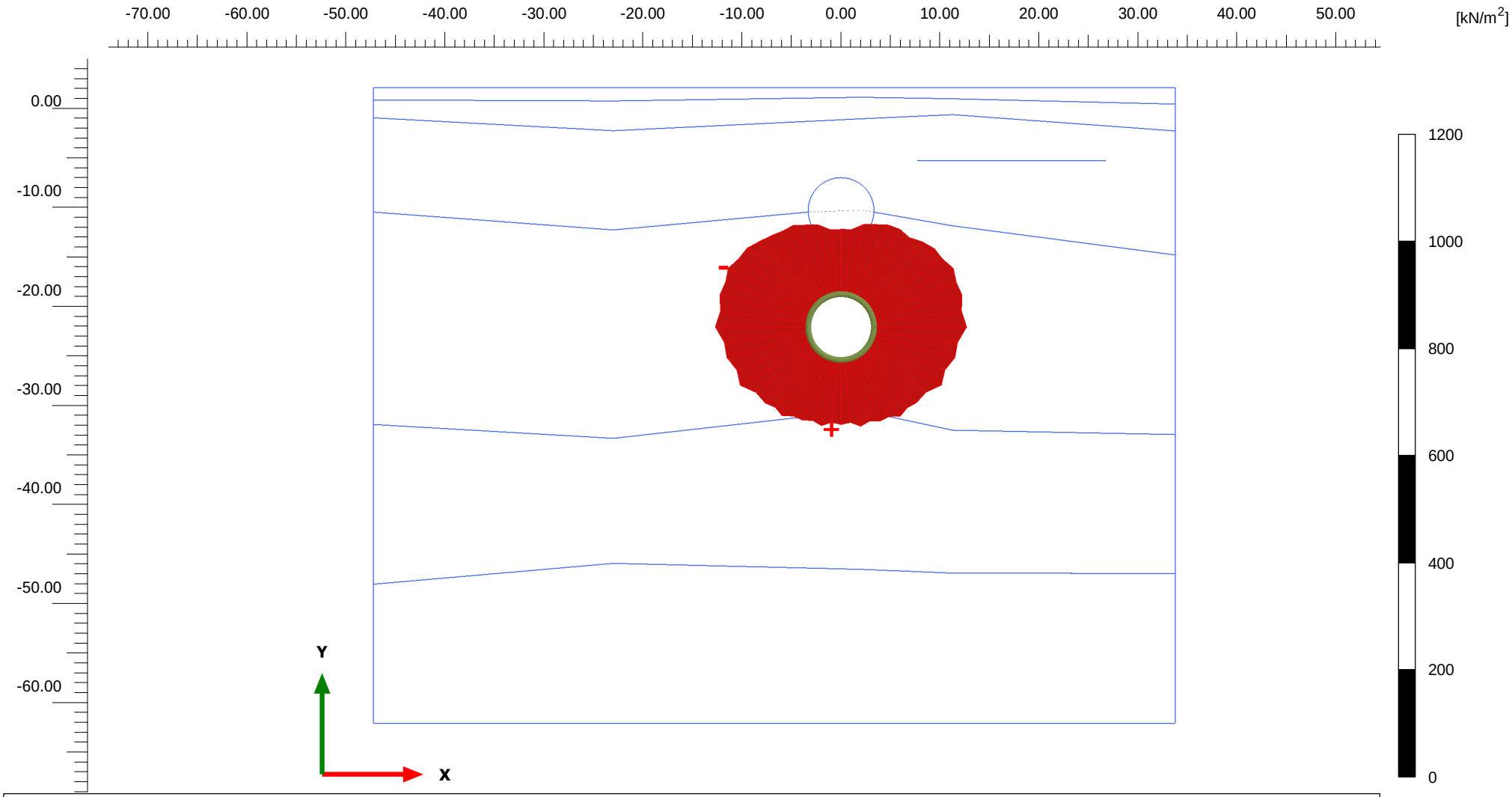
Minimum value = -71.36 kN/m^2 (Element 9 at Node 2162)

PLAXIS	*Project description* With Building Load (WB Tunnel)		*Date* 7/17/2015
	Project filename HCMC_Section C-C	*Step* 18	*User name* AECOM Asia Co Ltd


Section C-C Induced Normal Stress due to Existing Building (WB Tunnel)
Min = -4kPa
Max = 10kPa
Stress from Plaxis (kPa)

West-Bound Track



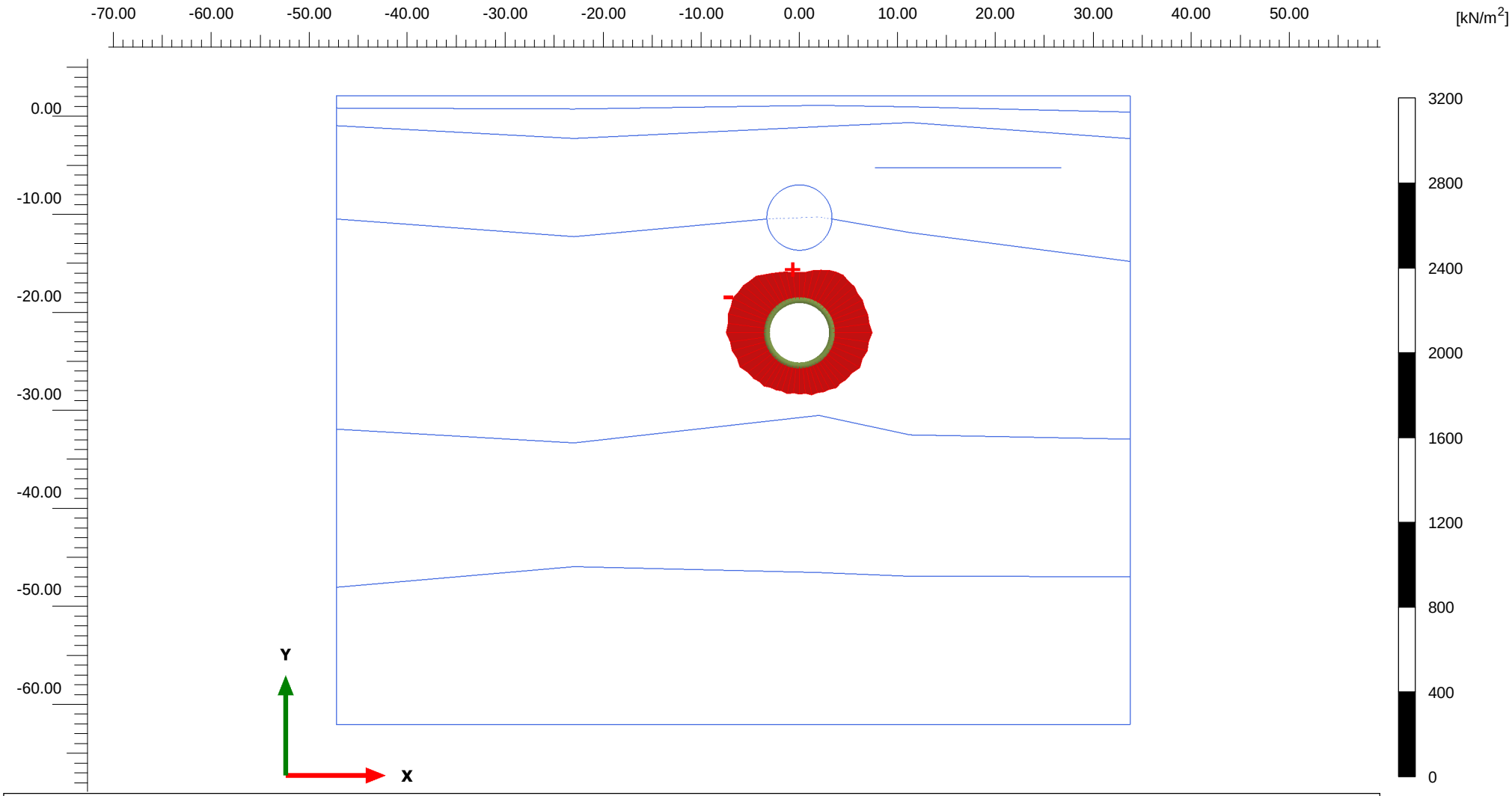


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = -126.7 kN/m^2 (Element 33 at Node 3602)

Minimum value = -190.4 kN/m^2 (Element 28 at Node 3755)

PLAXIS	*Project description* Without Building Load (EB Tunnel)		*Date* 7/17/2015
	Project filename HCMC_Section C-C (no bu ...	*Step* 11	*User name* AECOM Asia Co Ltd



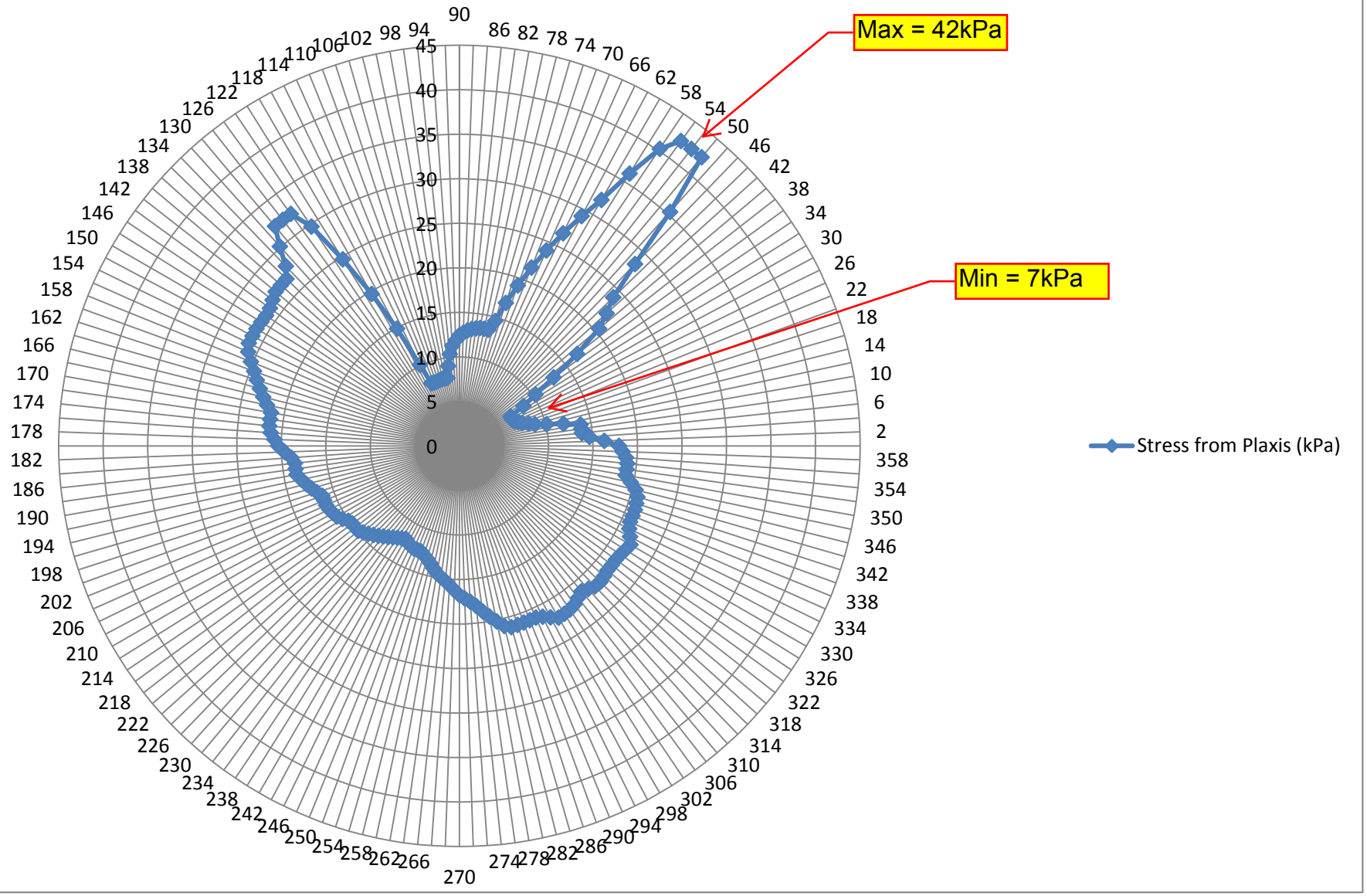
Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0200 times)

Maximum value = -142.0 kN/m^2 (Element 30 at Node 3161)

Minimum value = -216.7 kN/m^2 (Element 28 at Node 3755)

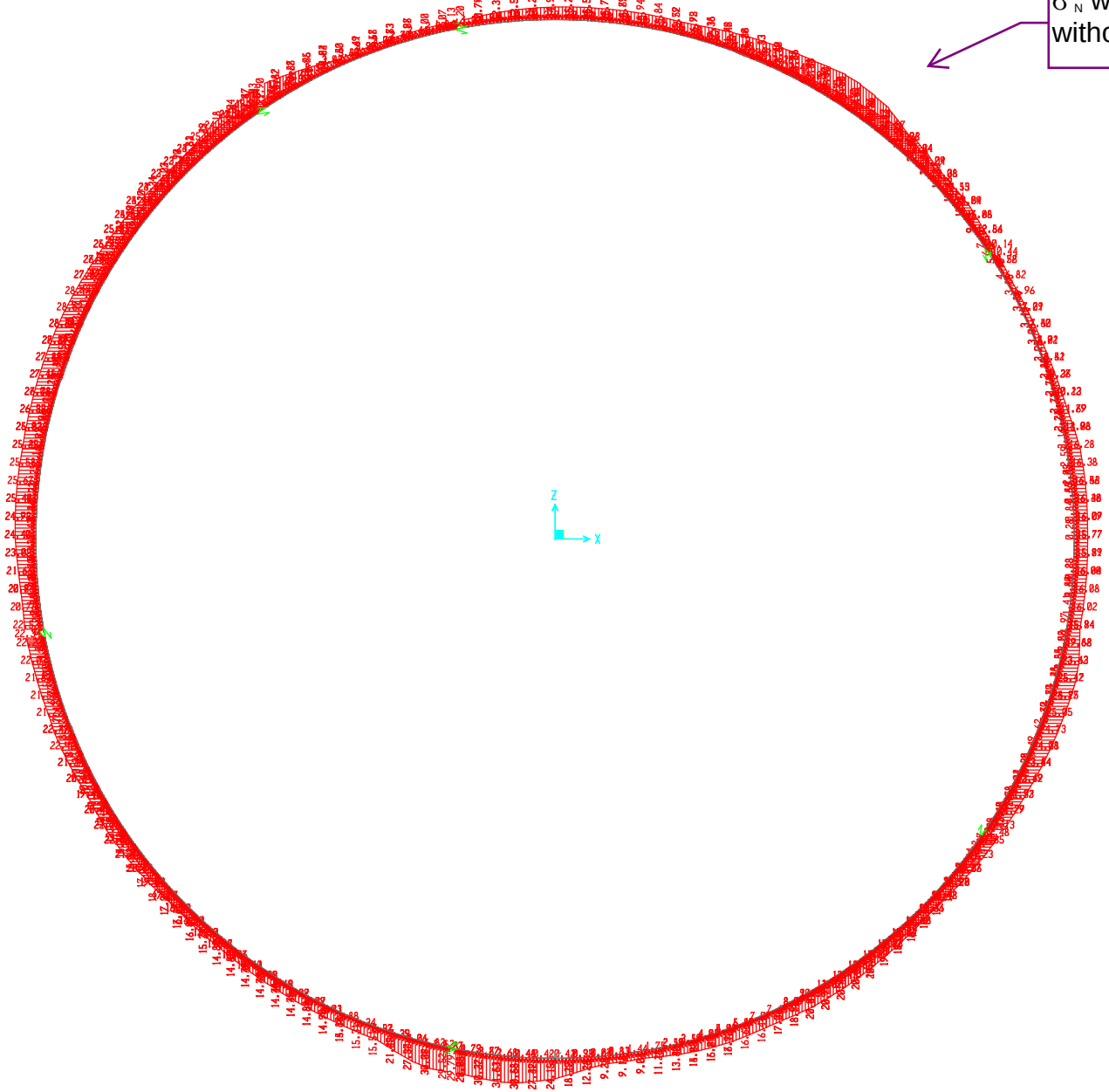
PLAXIS	*Project description* With Building Load (EB Tunnel)		*Date* 7/17/2015
	Project filename HCMC_Section C-C	*Step* 18	*User name* AECOM Asia Co Ltd

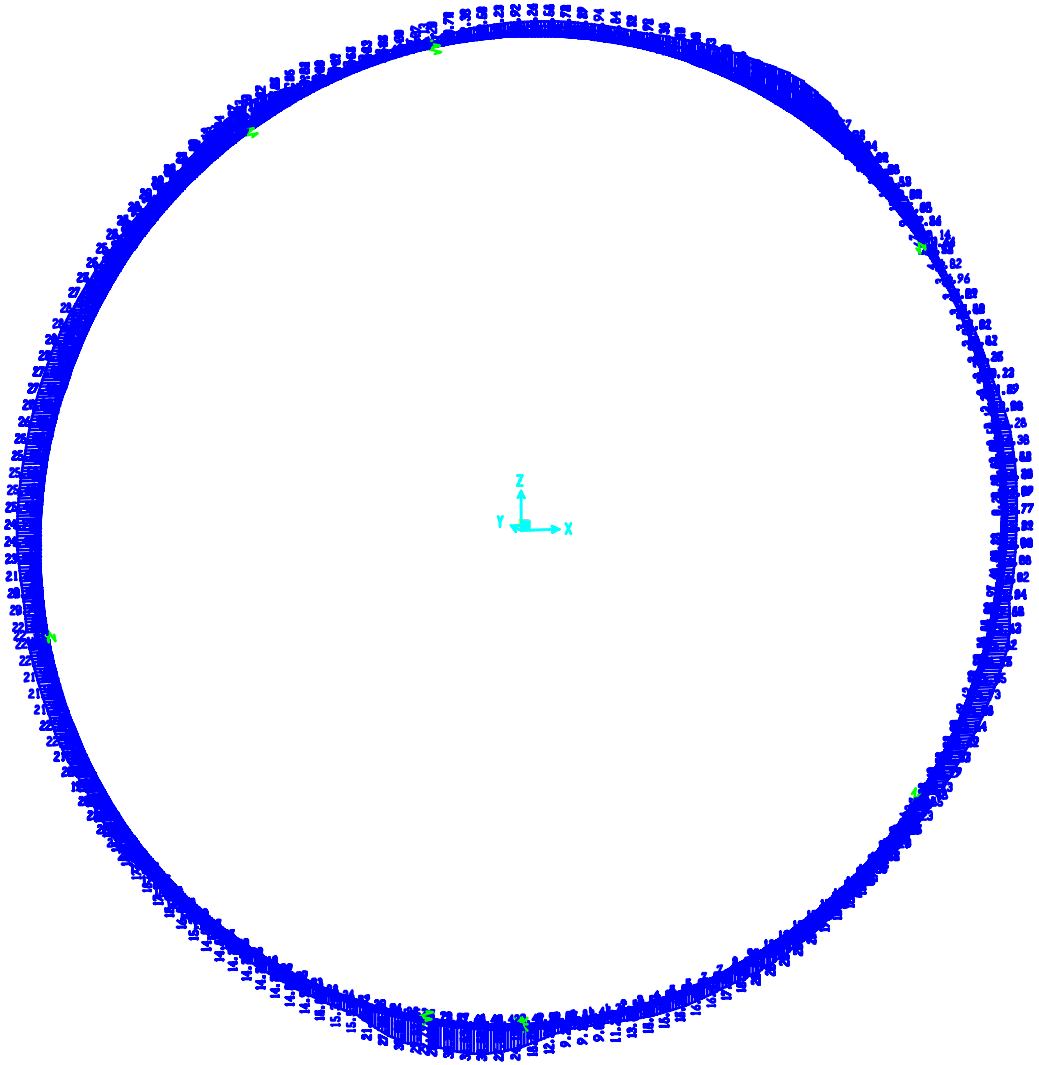
Section C-C Induced Normal Stress due to Existing Building (EB Tunnel)

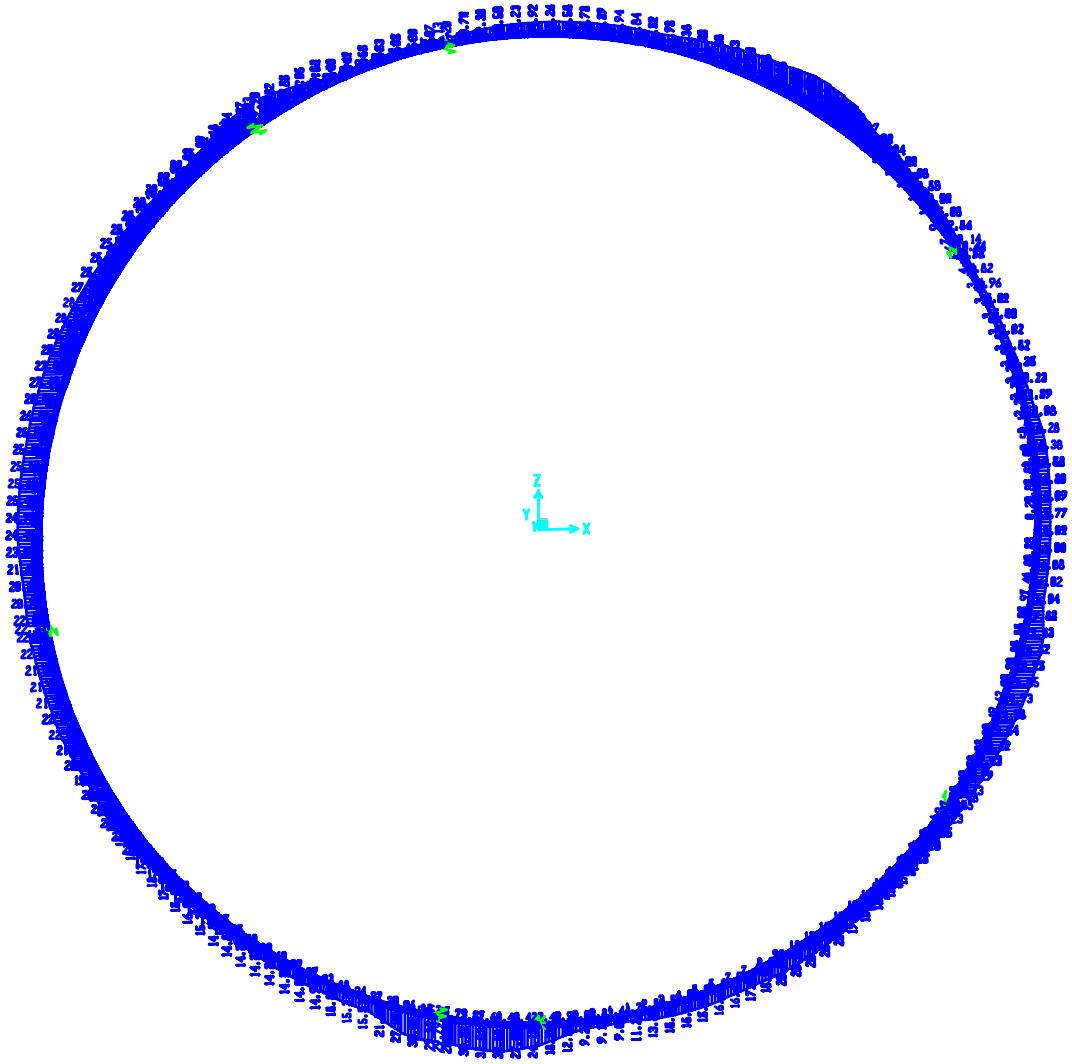


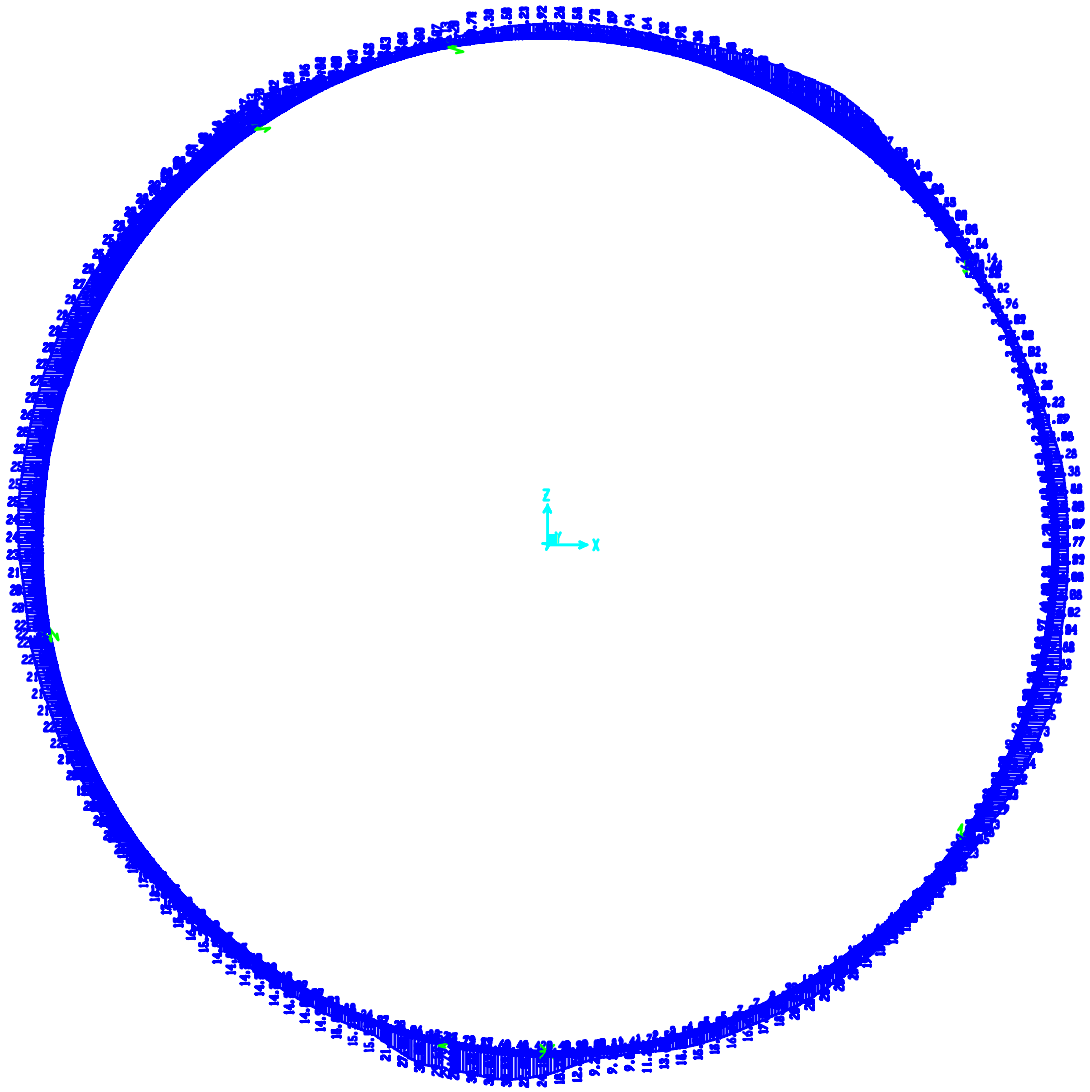
East-Bound Track

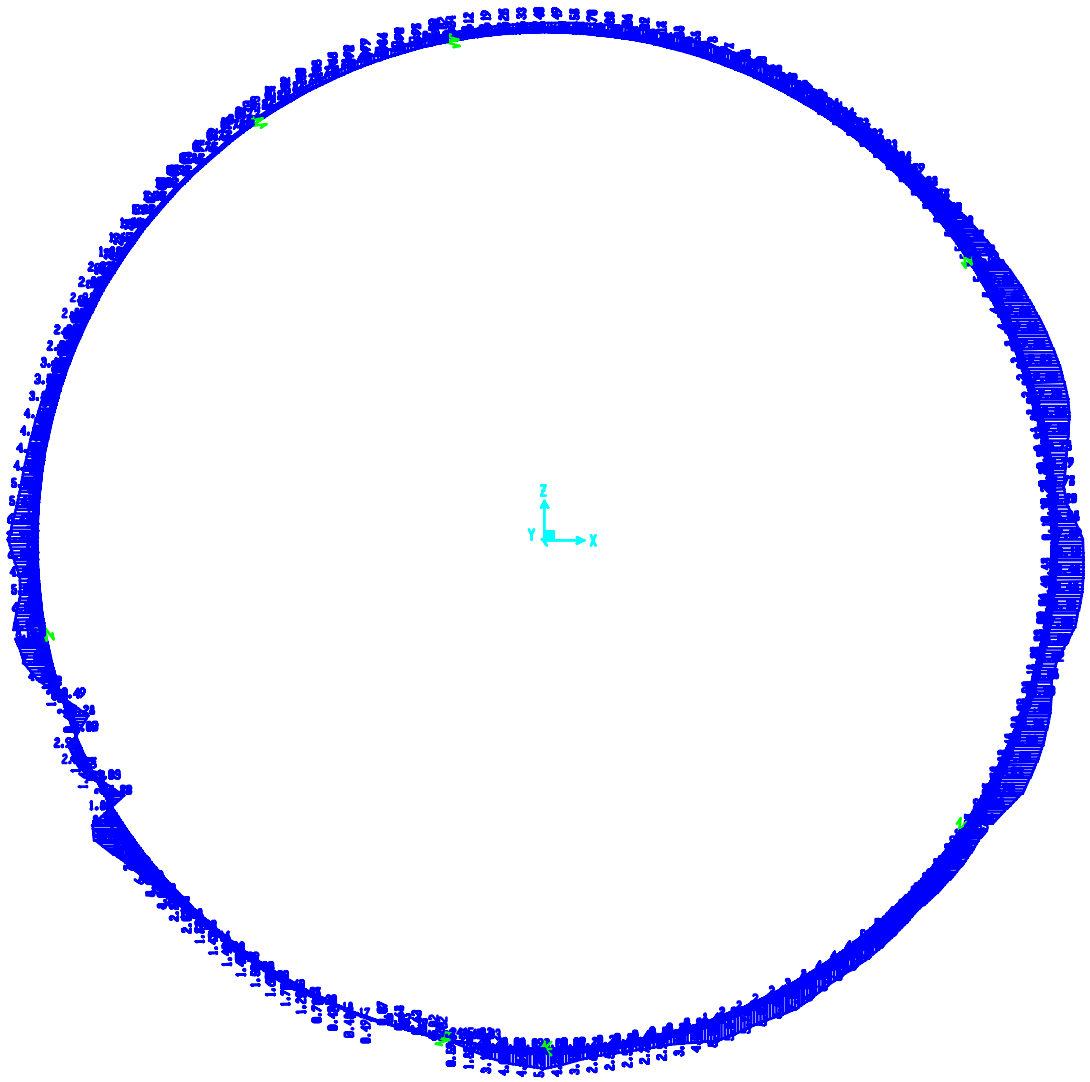
σ'_N with building load - σ'_N without building load

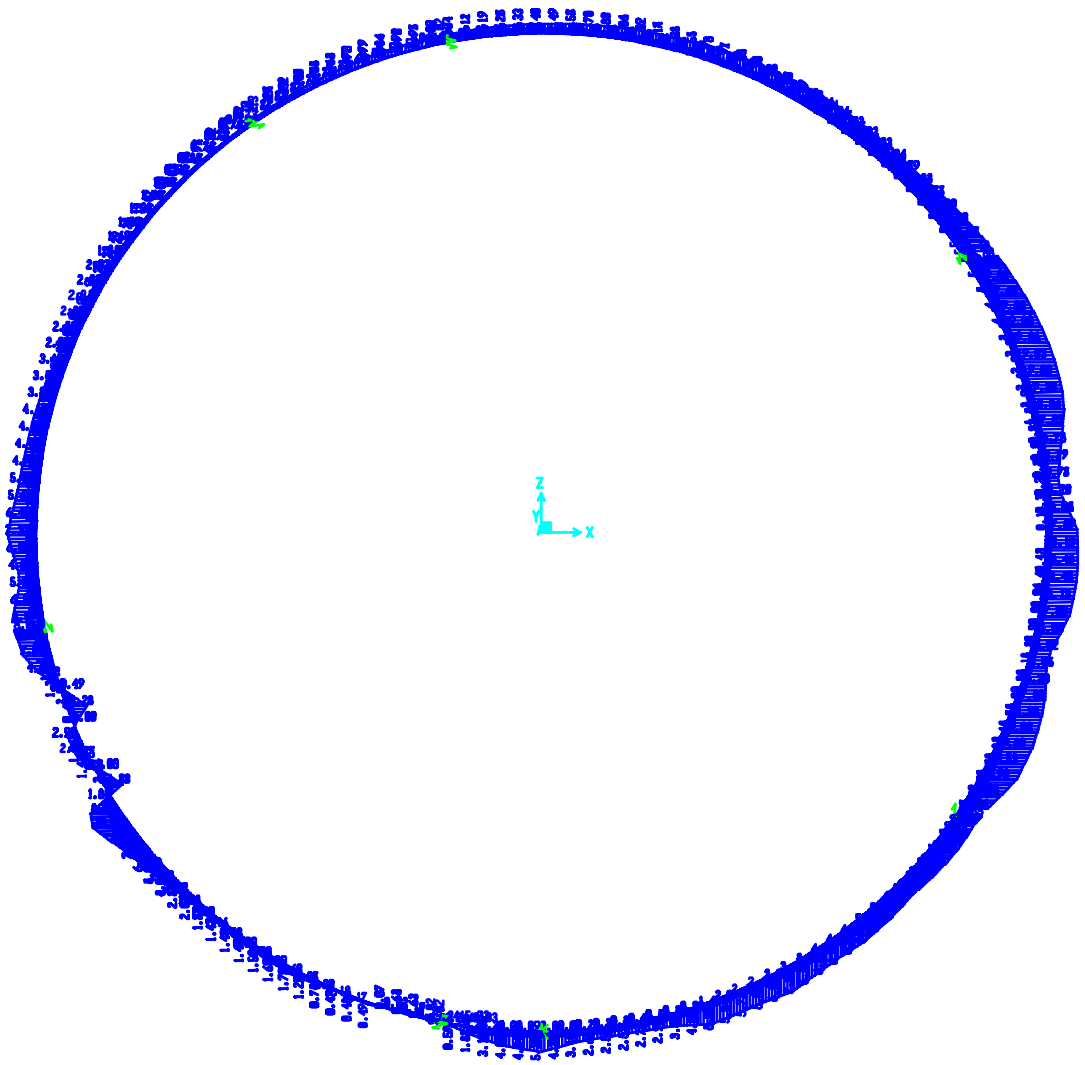


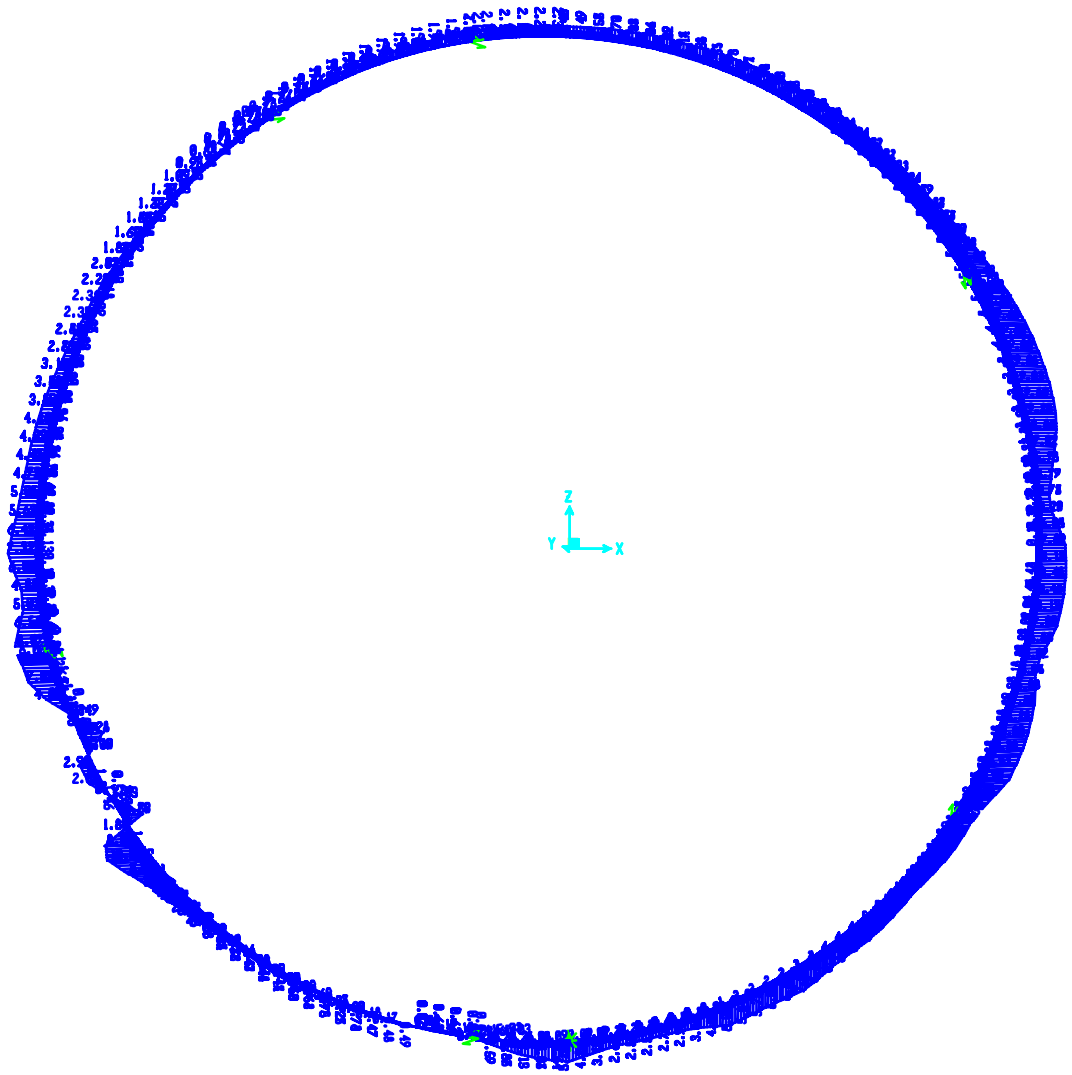

Z
Y
X


Z
Y
X




Z
Y
X


Z
Y
X


Z
Y
X

Appendix F
Assessment of Twin Tunnel Effects

Evaluation of Twin-Tunnel Effect: Construction Influence of the West-Boundtrack Tunnel on the East-Boundtrack Tunnel

Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1) Contract Package-1b: Civil (Underground Section from KM 0+615 to KM 2+360)

This appendix is a part of the "Bored Tunnel Segmental Lining Design Report".

In chronological order, the construction of the East-Boundtrack Tunnel will be carried out first. Afterwards, the West-Boundtrack Tunnel will be built. The construction of the West-Boundtrack Tunnel may influence the stress-state of the soil media surrounding the East-boundtrack. The changes in stress-state are studied with Plaxis 2D (ver. 2012) software to ensure safe design in all conditions. The construction influence of the West-Boundtrack Tunnel on the East-Boundtrack Tunnel is reflected in this report as 'twin-tunnel effect'. The aim of the models is to deliver the change of effective normal stress in the interface elements of the East-Boundtrack Tunnel lining due to the construction stages of the West-Boundtrack Tunnel. The obtained changes can be inputted afterwards into the structural model built in SAP 2000.

Four Plaxis 2D models are built representing 4 different cross-sections reflecting the soil profiles, tunnel alignments, surface load conditions, etc. The selected cross-sections are:

Section A-A	Chainage 1+400	Twin-tunnels are aligned in 'diagonal';
Section B-B	Chainage 0+860	Twin-tunnels are aligned vertically;
Section C-C	Chainage 0+980	Twin-tunnels are aligned vertically;
Section D-D	Chainage 1+550	Twin-tunnels are aligned horizontally.

Calculations are reflecting the face pressures which are planned to be applied during the construction. Both lower and upper limit face pressures are considered in these calculations. The design values of the face pressure are based on the experience and technical expertise of SMJO, details are available on later figures of this Appendix. In case when face pressure values are not available at specific studied cross-sections, linear interpolation is used. Accordingly, the applied min/max face pressures are as follows:

		Lower limit face pressure	Upper limit face pressure
Section A-A	Chainage 1+400	0.107 MPa	0.169 MPa
Section B-B	Chainage 0+860	0.179 MPa	0.223 MPa
Section C-C	Chainage 0+980	0.160 MPa	0.203 MPa
Section D-D	Chainage 1+550	0.141 MPa	0.209 MPa

In this analysis 30% of ground relaxation is assumed. The 30% of ground relaxation is expected based on the experience and technical expertise of SMJO; the 30% ground relaxation is achieved in the model by using the ΣM_{stage} value 0.3 at the construction stage related to the West-Boundtrack Tunnel excavation. (Please see further details about the calculation procedures and theoretical background in Plaxis 2D Reference Manual, Section 5.8.10)

As the location of the segmental joints cannot be properly modelled in Plaxis 2D, the methodology proposed in … code was adopted using the equivalent stiffness. According to JSCE No. 23, the stiffness of the West-boundtrack Tunnel is decreased with the factor of 0.8 (JSCE No. 23, Section 5.3.1).

Steps of analysis (Plaxis 2D analysis):

1. Excavation and lining construction of East-Boundtrack Tunnel is taken as a construction stage;
2. Effective normal stress in the interface element of the East-Boundtrack Tunnel is stored;
3. Excavation of West-Boundtrack Tunnel modelled, min/max face pressures, and assuming 30% relaxation ($\Sigma M_{stage} = 0.3$);
4. Installation of the tunnel lining is set as final stage (using equivalent stiffness);
5. After-construction effective normal Stress in the interface element of the East-Boundtrack Tunnel is obtained;
6. The change in effective normal stress in the interface element of the East-Boundtrack Tunnel is calculated.

Later, the twin-tunnel effect is inputted to the SAP2000 model. Twin-tunnel effect is a part of the detailed structural design.

According to results, the influence is the largest, when the twin-tunnels are aligned vertically and the smallest when twin-tunnels are aligned horizontally.

Calculation details are attached in the following pages of this Appendix.

Face pressure input (from SMJO)

管理土圧計算表 (西側線)

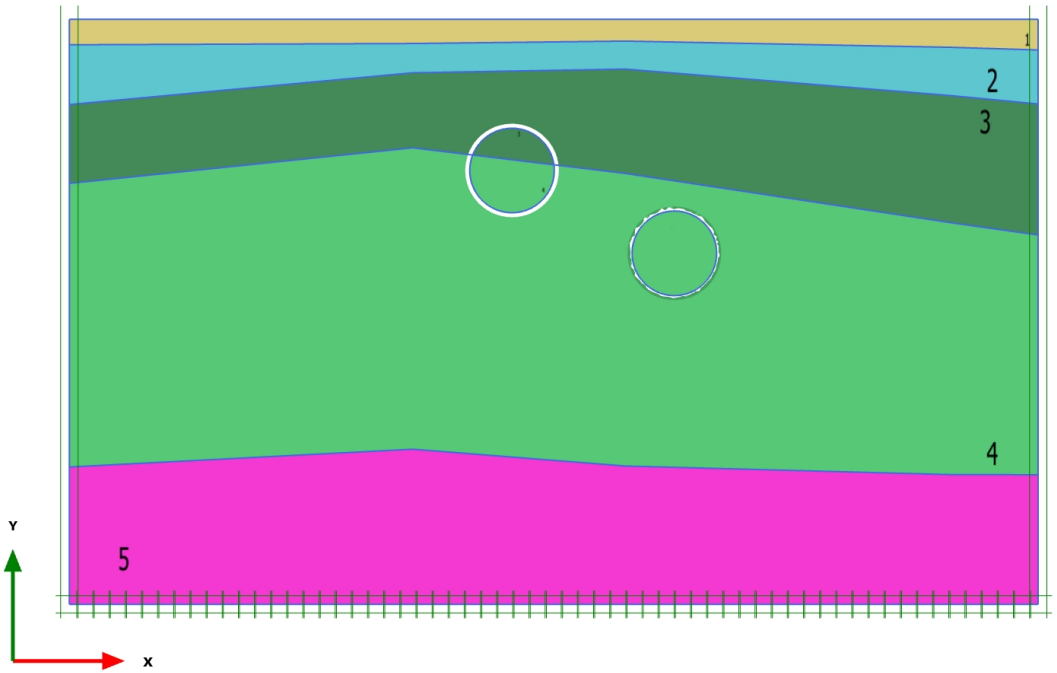
Calculation of Shield Face Pressure Management (West Boundtrack)

			単位 Unit	Opera House 0+805 km	1+000 km	1+200 km	1+400 km	Ba Son 1+586 km
上限管理値 Upper Limit			Mpa	0.232	0.200	0.209	0.169	0.219
	(土被り) (Earth Covering)	h	m	15.0	15.0	14.0	14.0	14.0
	静止土圧 Stratified Pressure	P0	MPa	0.105	0.073	0.101	0.081	0.111
	静止土圧係数 Coefficient of Earth Pressure at Rest	K0		0.515	0.357	0.515	0.357	0.515
	上載荷重 Surcharge Load	q	MPa	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	$\Sigma \gamma h$		kN/m^2	28.75	27.96	25.99	26.25	24.97
	表層の単位体積重量 Surface Layer Unit Weight	γ_f	kN/m^3	20.40	20.40	20.40	20.40	20.40
	表層厚 Surface Layer Thickness	h_f	m	2.0	1.0	1.0	3.0	1.0
	Ac2層の単位体積重量 AC2 Layer Unit Weight	γ_{Ac2}	kN/m^3	15.99	15.99	15.99	15.99	15.99
	Ac2層厚 AC2 Layer Thickness	h_{Ac2}	m	3.0	5.0	5.0	5.0	8.0
	As1層の単位体積重量 As1 Layer Unit weight	γ_{As1}	kN/m^3	19.33	19.33	19.33	19.33	19.33
	As1層厚 As1 Layer Thickness	h_{As1}	m	10.0	9.0	8.0	5.0	5.0
	As2層の単位体積重量 As2 Layer Unit Weight	γ_{As2}	kN/m^3	19.72	19.72	19.72	19.72	19.72
	As2層厚 As2 Layer Thickness	h_{As2}	m	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
	間隙水圧 Pore Water Pressure	Pe	MPa	0.10	0.10	0.08	0.06	0.05
	着目点の土の内部摩擦角 Internal Frictional Angle	ϕ	°	29	40	29	40	29
	地下水圧 Ground Water Pressure	Pw	MPa	0.11	0.11	0.09	0.07	0.09
	予備圧	α	MPa	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

			単位 Unit	Opera House 0+805 km	1+000 km	1+200 km	1+400 km	Ba Son 1+586 km
下限管理値 Lower Limit			Mpa	0.187	0.157	0.152	0.107	0.149
	(土被り) (Earth Covering)	h	m	15.0	15.0	14.0	14.0	14.0
	主働土圧 Active Earth Pressure	Pa	MPa	0.050	0.030	0.044	0.028	0.041
	主働土圧係数 Coefficient of Active Earth Pressure	Ka		0.347	0.217	0.347	0.217	0.347
	上載荷重 Surcharge Load	q	MPa	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	$\Sigma \gamma h$		kN/m^2	13.75	12.96	11.99	12.25	10.97
	表層の水中単位体積重量 Surface Layer Submerged Unit Weight	γ_f	kN/m^3	10.59	10.59	10.59	10.59	10.59
	表層厚 Surface Layer Thickness	h_f	m	2.0	1.0	1.0	3.0	1.0
	Ac2層の水中単位体積重量 AC2 Layer Submerged Unit Weight	γ_{Ac2}	kN/m^3	6.18	6.18	6.18	6.18	6.18
	Ac2層厚 AC2 Layer Thickness	h_{Ac2}	m	3.0	5.0	5.0	5.0	8.0
	As1層の水中単位体積重量 As1 Layer Submerged Unit weight	γ_{As1}	kN/m^3	9.52	9.52	9.52	9.52	9.52
	As1層厚 As1 Layer Thickness	h_{As1}	m	10.0	9.0	8.0	5.0	5.0
	As2層の水中単位体積重量 As2 Layer Submerged Unit Weight	γ_{As2}	kN/m^3	9.91	9.91	9.91	9.91	9.91
	As2層厚 As2 Layer Thickness	h_{As2}	m	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
	間隙水圧 Pore Water Pressure	Pw	MPa	0.10	0.10	0.08	0.06	0.05
	着目点の土の内部摩擦角 Internal Frictional Angle	ϕ	°	29	40	29	40	29
	着目点の土の粘着力 Cohesion	c	MPa	0	0	0	0	0
	地下水圧 Ground Water Pressure	Pw	MPa	0.12	0.11	0.09	0.06	0.09
	予備圧	α	MPa	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

Section A-A

1.1.1.1 Calculation results, Initial phase (0/5), Materials plot



Materials plot

1.1.2.1.1 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb

Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium
Identification number		1	2	3	4	5
Drainage type		Drained	Undrained (B)	Drained	Drained	Undrained (B)
Colour						
Comments						
γ_{unsat}	kN/m^3	19.00	16.50	20.50	20.50	21.00
γ_{sat}	kN/m^3	19.00	16.50	20.50	20.50	21.00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
e_{min}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
e_{max}		999.0	999.0	999.0	999.0	999.0
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E	kN/m^2	10.00E3	3000	12.50E3	37.50E3	136.0E3
ν (nu)		0.3000	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000
G	kN/m^2	3846	1154	4808	14.42E3	52.31E3
E_{oed}	kN/m^2	13.46E3	4038	16.83E3	50.48E3	183.1E3
c_{ref}	kN/m^2	10.00	10.00	0.000	0.000	170.0
φ (phi)	°	25.00	0.000	30.00	33.00	0.000
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
V_s	m/s	44.54	26.18	47.94	83.04	156.2
V_p	m/s	83.33	48.98	89.69	155.3	292.3

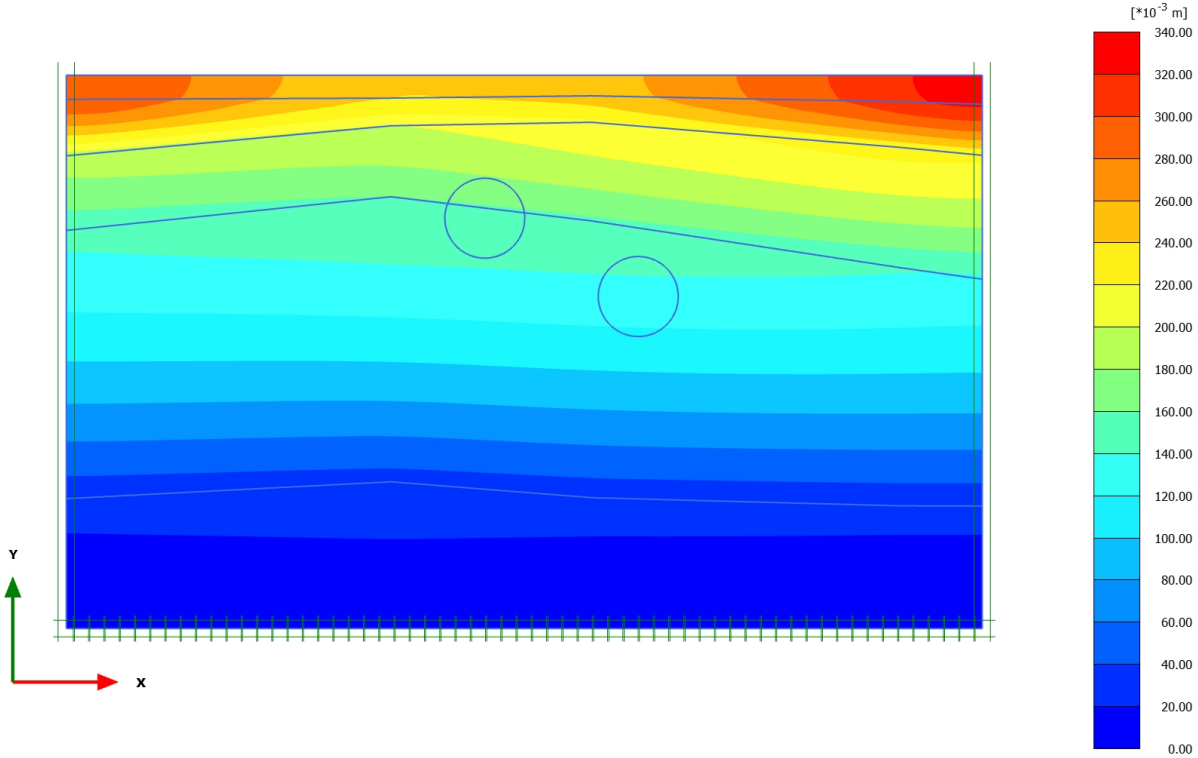
Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
E_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
c_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m^2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9783	0.9783	0.9783	0.9783	0.9783
ν_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
$K_{w,ref}$ / n	kN/m^2	375.0E3	112.5E3	468.7E3	1.406E6	5.100E6
$C_{v,ref}$	m^2/day	0.000	0.03489	0.000	0.000	15.82
Strength		Manual with residual strength	Manual with residual strength	Manual with residual strength	Manual with residual strength	Manual with residual strength
R_{inter}		0.6700	0.5000	0.6700	0.6700	0.5000
$R_{inter, residual}$		0.6700	0.5000	0.6700	0.6700	0.5000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K_0 determination		Manual	Manual	Automatic	Manual	Manual
$K_{0,x}$		0.5000	0.8000	0.5000	0.5000	0.5000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 µm	%	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2 µm - 50 µm	%	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
50 µm - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00
Set to default values		No	No	No	No	No

Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium
k_x	m/day	8.640E-3	0.08640E-3	8.640E-3	0.08640	0.8640E-3
k_y	m/day	8.640E-3	0.08640E-3	8.640E-3	0.08640	0.8640E-3
$-\psi_{unsat}$	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
c_k		1.000E15	1.000E15	1.000E15	1.000E15	1.000E15

1.1.2.2 Materials - Plates -

Identification		0.3m thick tunnel lining (original)	0.3 new tunnel (decreased)
Identification number		1	2
Comments			
Colour			
Material type		Elastic	Elastic
Isotropic		Yes	Yes
End bearing		No	No
EA_1	kN/m	4.950E6	4.950E6
EA_2	kN/m	4.950E6	4.950E6
EI	$kN\ m^2/m$	23.76E3	19.01E3
d	m	0.2400	0.2147
w	kN/m/m	1.200	1.200
ν (nu)		0.2000	0.2000
Rayleigh α		0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000

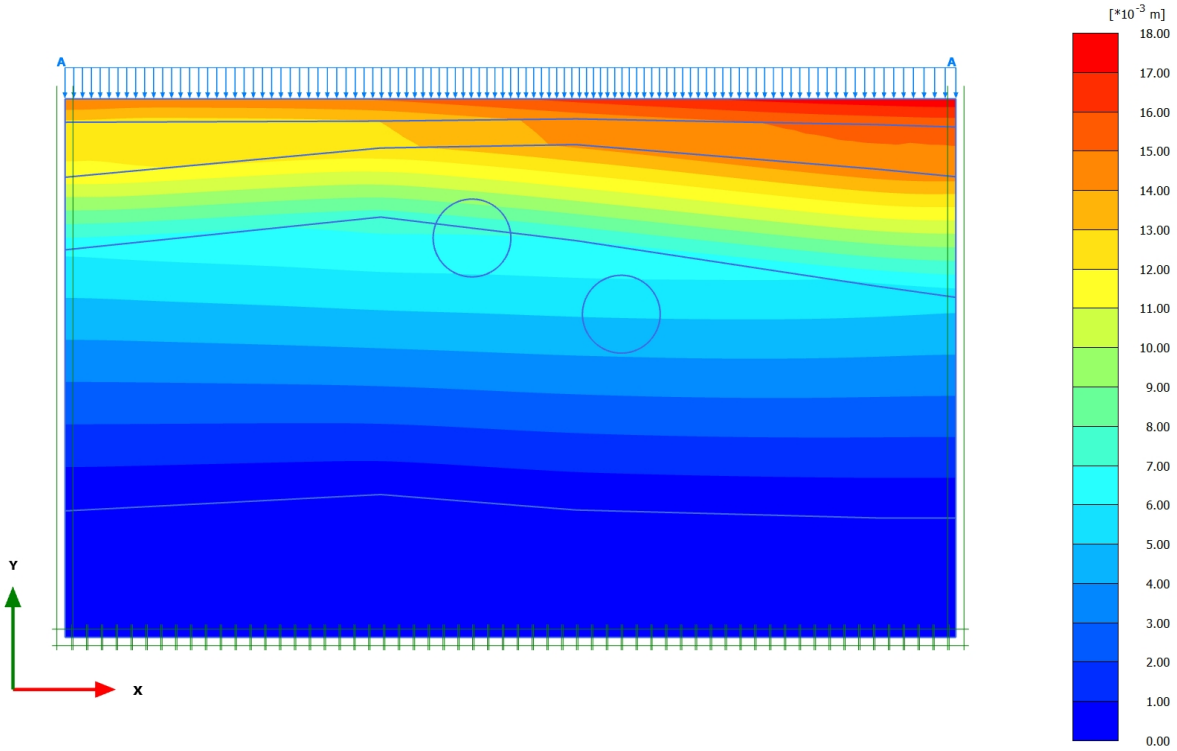
2.1.1.1.1 Calculation results, Initial phase (0/5), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.3271 m (Element 1084 at Node 4785)

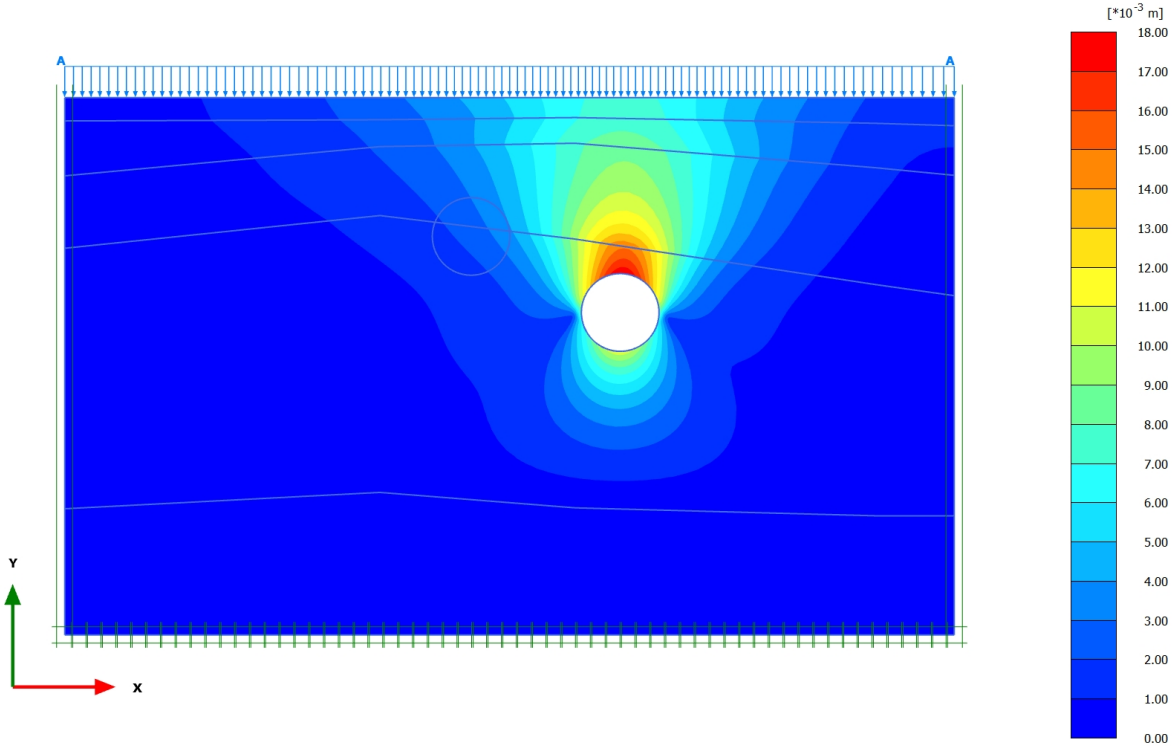
2.1.1.1.2 Calculation results, Stage 0 - Active Surcharge (15kPa) (1/7), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.01777 m (Element 1081 at Node 4792)

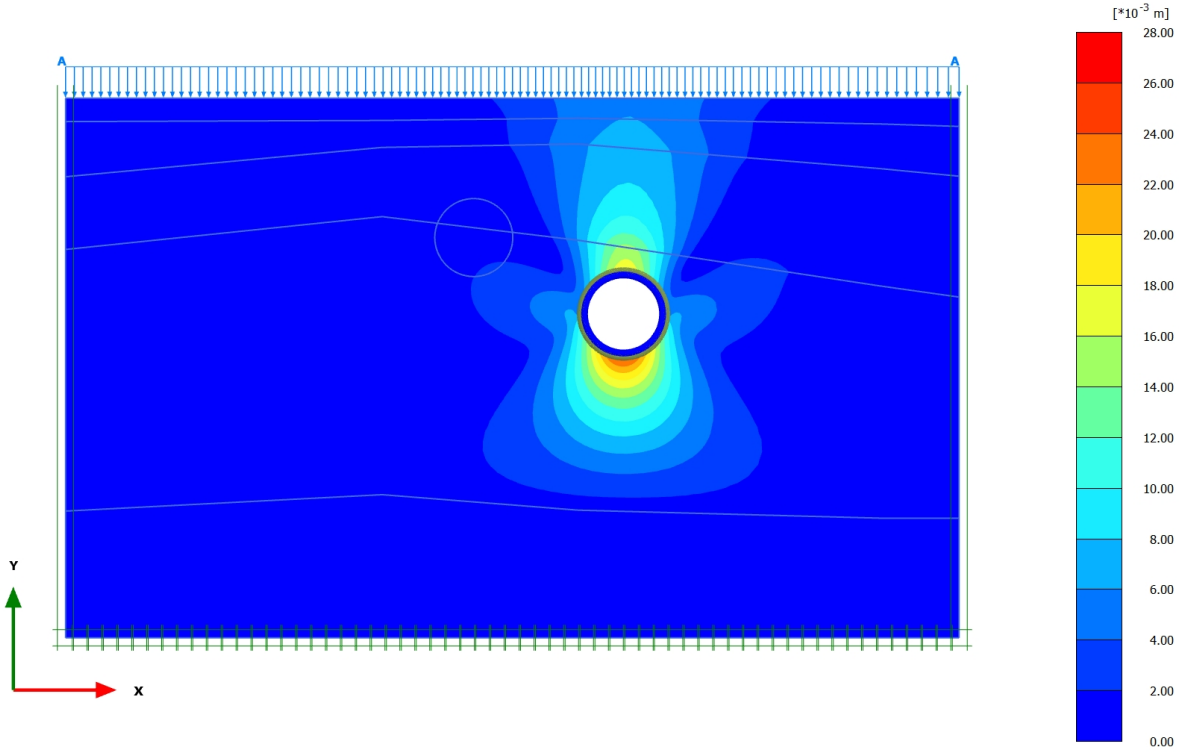
2.1.1.1.3 Calculation results, Stage 2 - 30 percent relaxation (EBT) (8/16), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.01793 m (Element 808 at Node 12895)

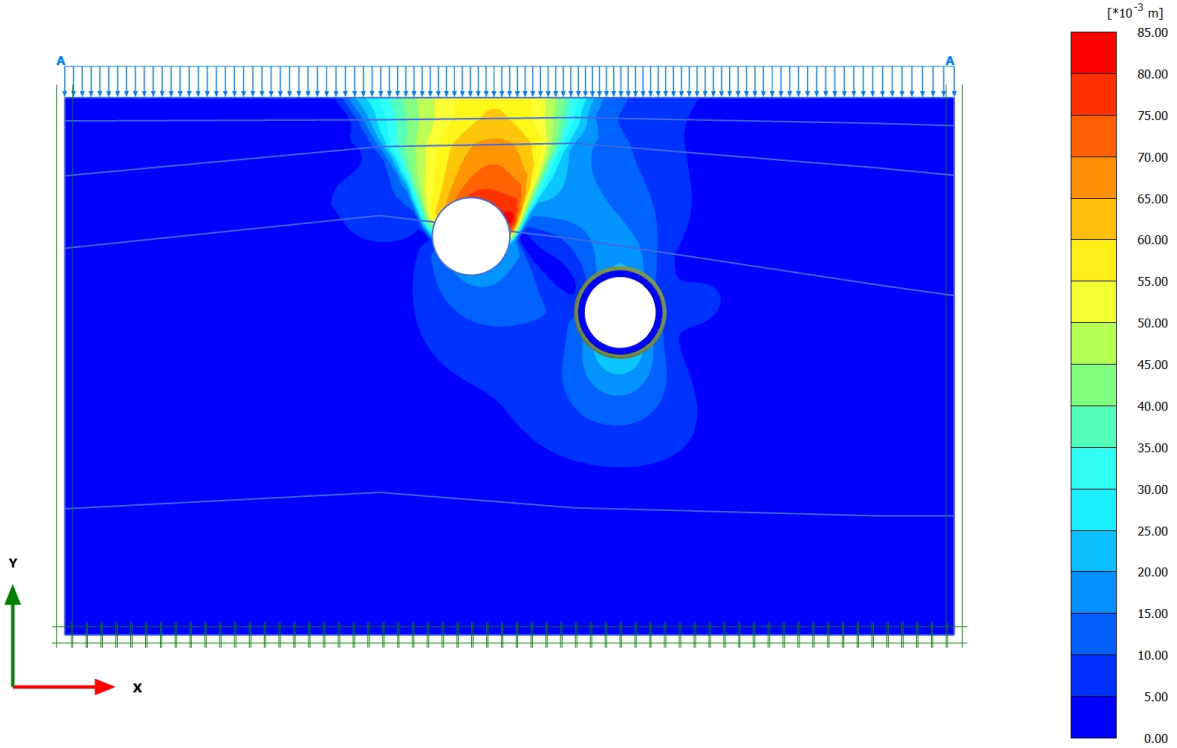
2.1.1.1.4 Calculation results, Stage 3 - Install Lining (EBT) (3/18), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.02697 m (Element 776 at Node 7410)

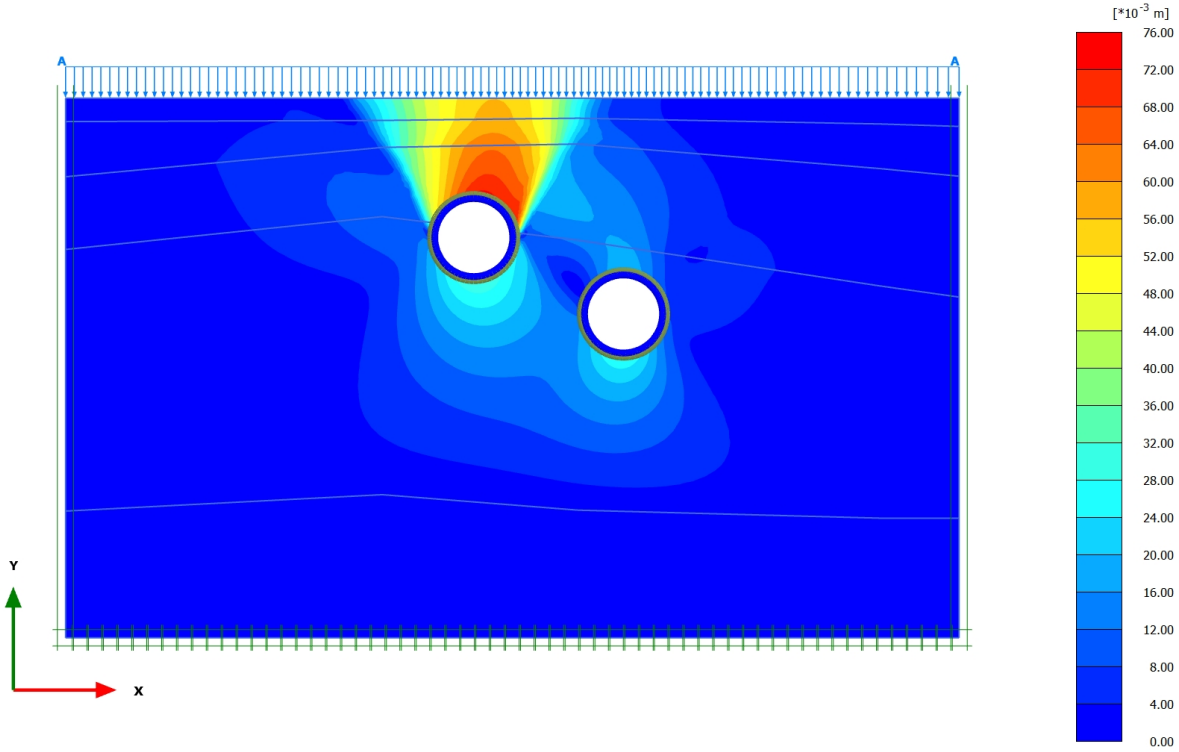
2.1.1.1.5 Calculation results, Stage 4 - 30 percent relaxation (WBT) (4/27), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.08191 m (Element 1019 at Node 5070)

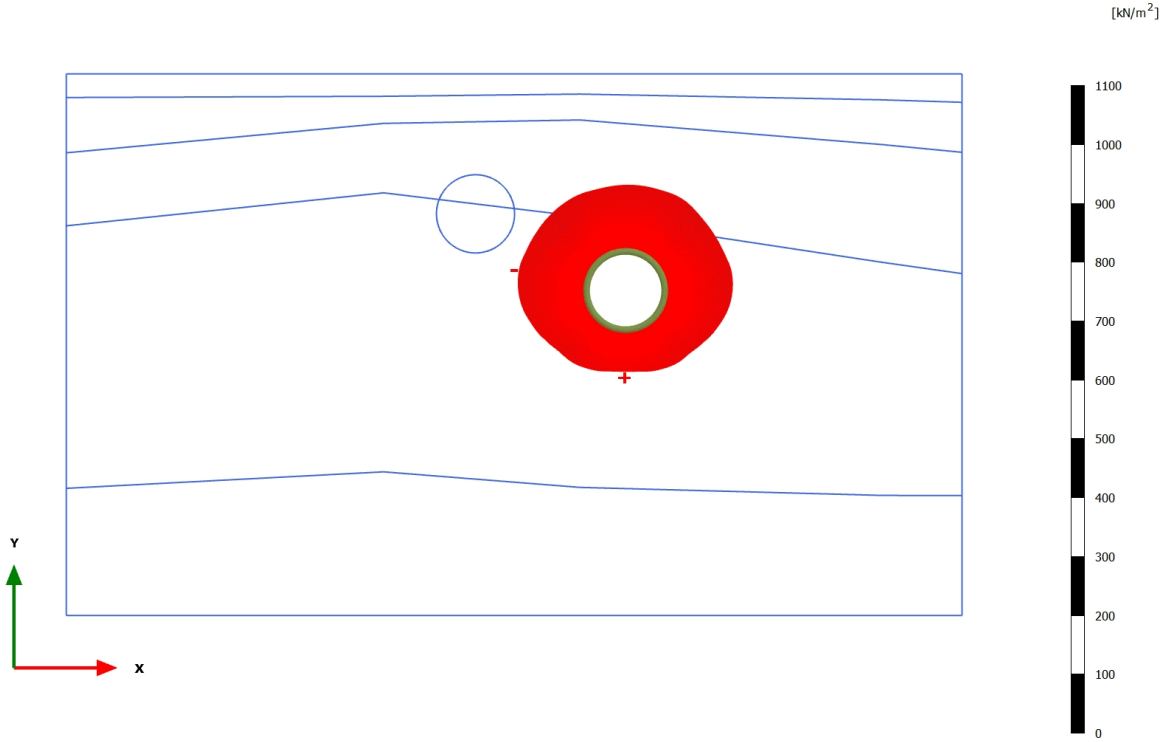
2.1.1.1.6 Calculation results, Stage 5 - Install Lining (WBT) (5/30), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.07533 m (Element 1014 at Node 4261)

3.1.1.1.4 Calculation results, Interface, Stage 3 - Install Lining (EBT) (3/18), Effective normal stresses σ'_N

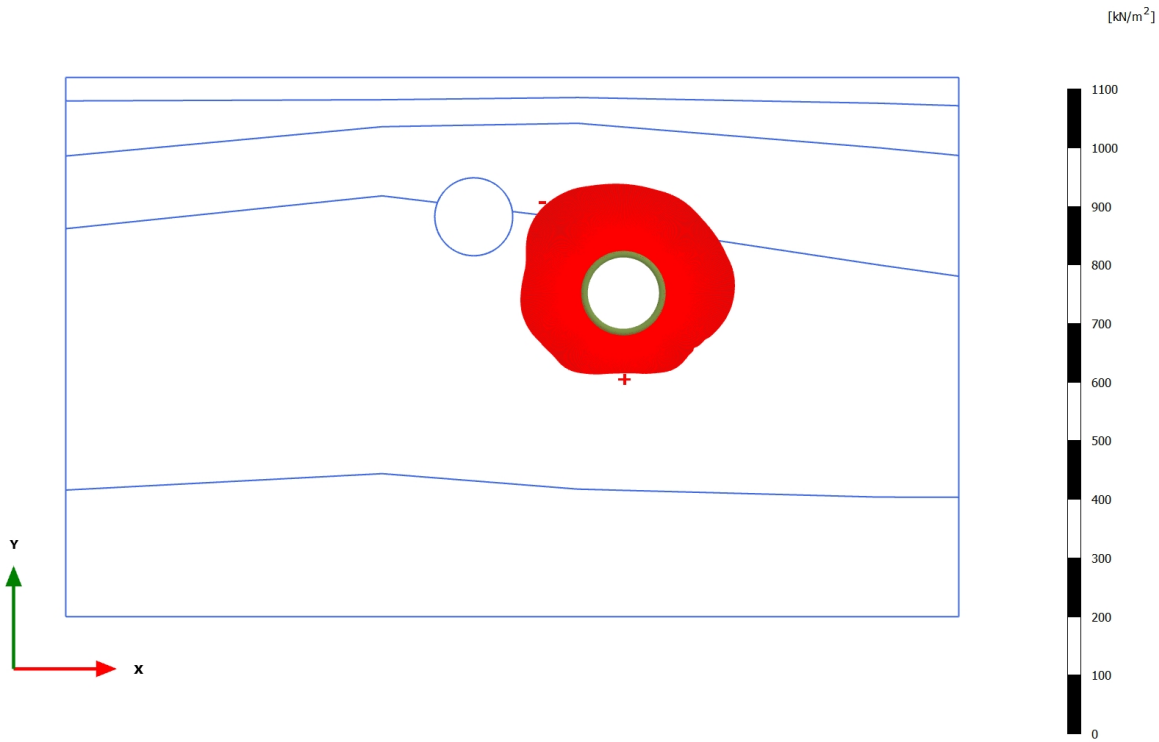


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = -70.95 kN/m^2 (Element 120 at Node 7410)

Minimum value = -117.7 kN/m^2 (Element 118 at Node 9705)

3.1.1.1.5 Calculation results, Interface, Stage 4 - 30 percent relaxation (WBT) (4/27), Effective normal stresses σ'_N

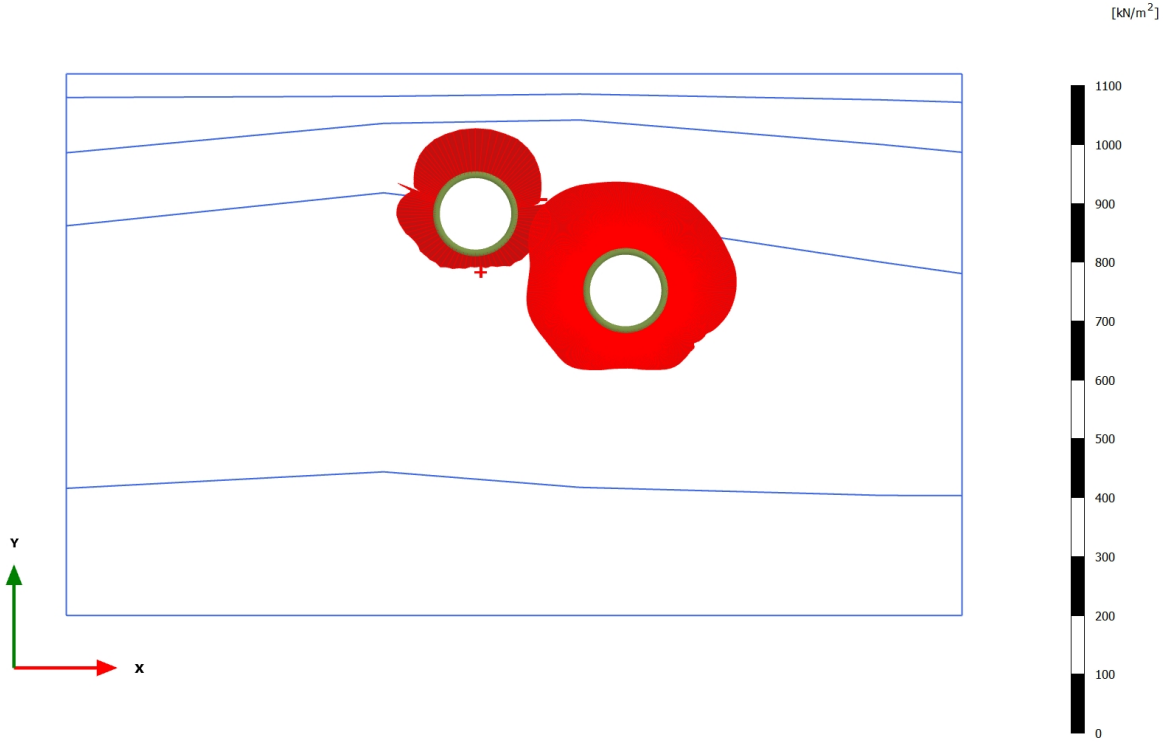


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = -69.79 kN/m^2 (Element 17 at Node 7402)

Minimum value = -133.9 kN/m^2 (Element 81 at Node 9597)

3.1.1.1.6 Calculation results, Interface, Stage 5 - Install Lining (WBT) (5/30), Effective normal stresses σ'_N

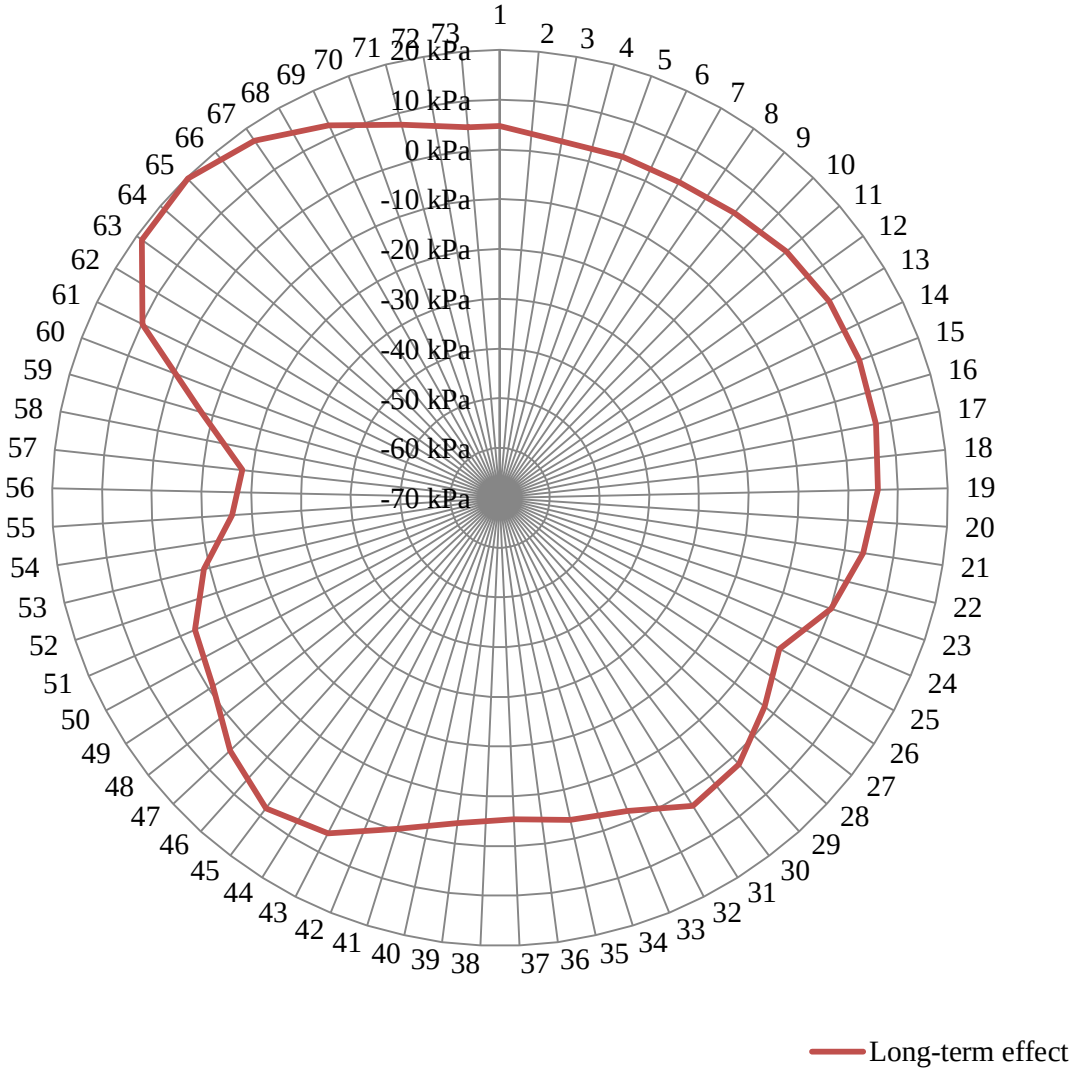


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = -23.05 kN/m^2 (Element 138 at Node 3141)

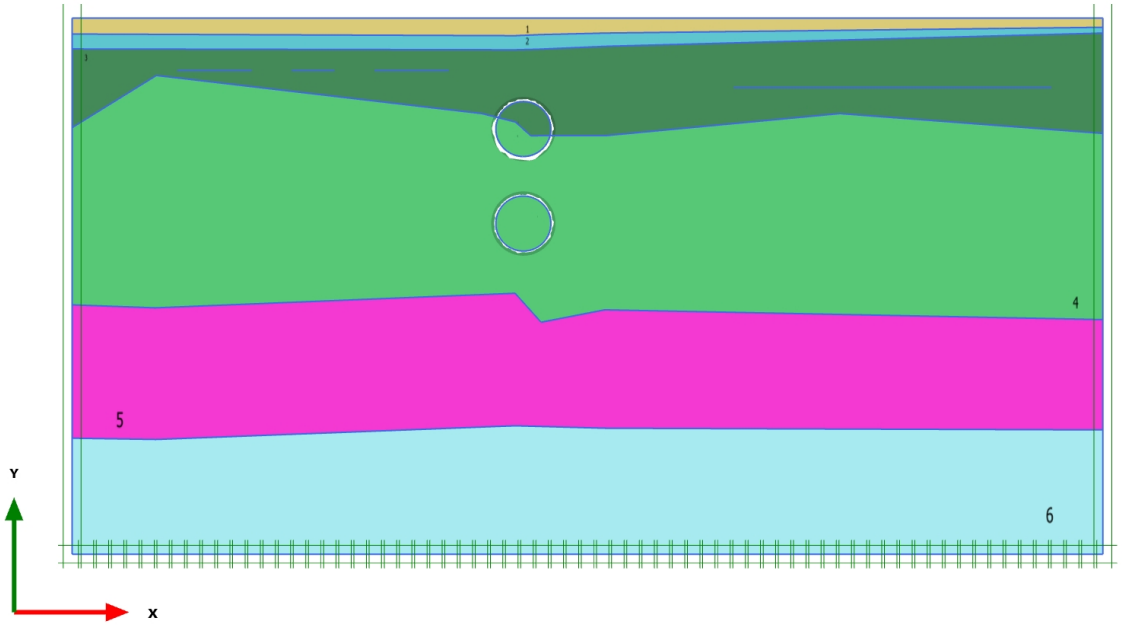
Minimum value = -134.5 kN/m^2 (Element 81 at Node 9597)

Stress Change (Section AA WBT)



Section B-B

1.1.1.1 Calculation results, Initial phase (0/4), Materials plot



Materials plot

1.1.2.1.1.1 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb (1/2)

Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium Silt
Identification number		1	2	3	4	5
Drainage type		Drained	Undrained (B)	Drained	Drained	Undrained (B)
Colour						
Comments						
γ_{unsat}	kN/m^3	19.00	16.50	20.50	20.50	21.00
γ_{sat}	kN/m^3	19.00	16.50	20.50	20.50	21.00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
e_{min}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
e_{max}		999.0	999.0	999.0	999.0	999.0
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E	kN/m^2	10.00E3	3000	12.50E3	37.50E3	136.0E3
ν (nu)		0.3000	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000
G	kN/m^2	3846	1154	4808	14.42E3	52.31E3
E_{oed}	kN/m^2	13.46E3	4038	16.83E3	50.48E3	183.1E3
c_{ref}	kN/m^2	10.00	10.00	0.000	0.000	170.0
φ (phi)	°	25.00	0.000	30.00	33.00	0.000
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
V_s	m/s	44.54	26.18	47.94	83.04	156.2
V_p	m/s	83.33	48.98	89.69	155.3	292.3

Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium Silt
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
E_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
c_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m^2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9783	0.9783	0.9783	0.9783	0.9783
ν_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
$K_{w,ref}$ / n	kN/m^2	375.0E3	112.5E3	468.7E3	1.406E6	5.100E6
$C_{v,ref}$	m^2/day	0.000	0.03489	0.000	0.000	15.82
Strength		Manual with residual strength	Manual with residual strength	Manual with residual strength	Manual with residual strength	Manual with residual strength
R_{inter}		0.6700	0.5000	0.6700	0.6700	0.6700
$R_{inter, residual}$		0.6700	0.5000	0.6700	0.6700	0.5000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K_0 determination		Manual	Manual	Automatic	Manual	Manual
$K_{0,x}$		0.5000	0.8000	0.5000	0.5000	0.5000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 µm	%	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2 µm - 50 µm	%	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
50 µm - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00
Set to default values		No	No	No	No	No

Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium Silt
k_x	m/day	8.640E-3	0.08640E-3	8.640E-3	0.08640	0.8640E-3
k_y	m/day	8.640E-3	0.08640E-3	8.640E-3	0.08640	0.8640E-3
$-\psi_{unsat}$	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
c_k		1.000E15	1.000E15	1.000E15	1.000E15	1.000E15

1.1.2.1.1.2 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb (2/2)

Identification		6. Dilluvium Sand
Identification number		6
Drainage type		Drained
Colour		
Comments		
γ_{unsat}	kN/m^3	20.50
γ_{sat}	kN/m^3	20.50
Dilatancy cut-off		No
e_{init}		0.5000
e_{min}		0.000
e_{max}		999.0
Rayleigh α		0.000
Rayleigh β		0.000
E	kN/m^2	90.00E3
ν (nu)		0.3000
G	kN/m^2	34.62E3

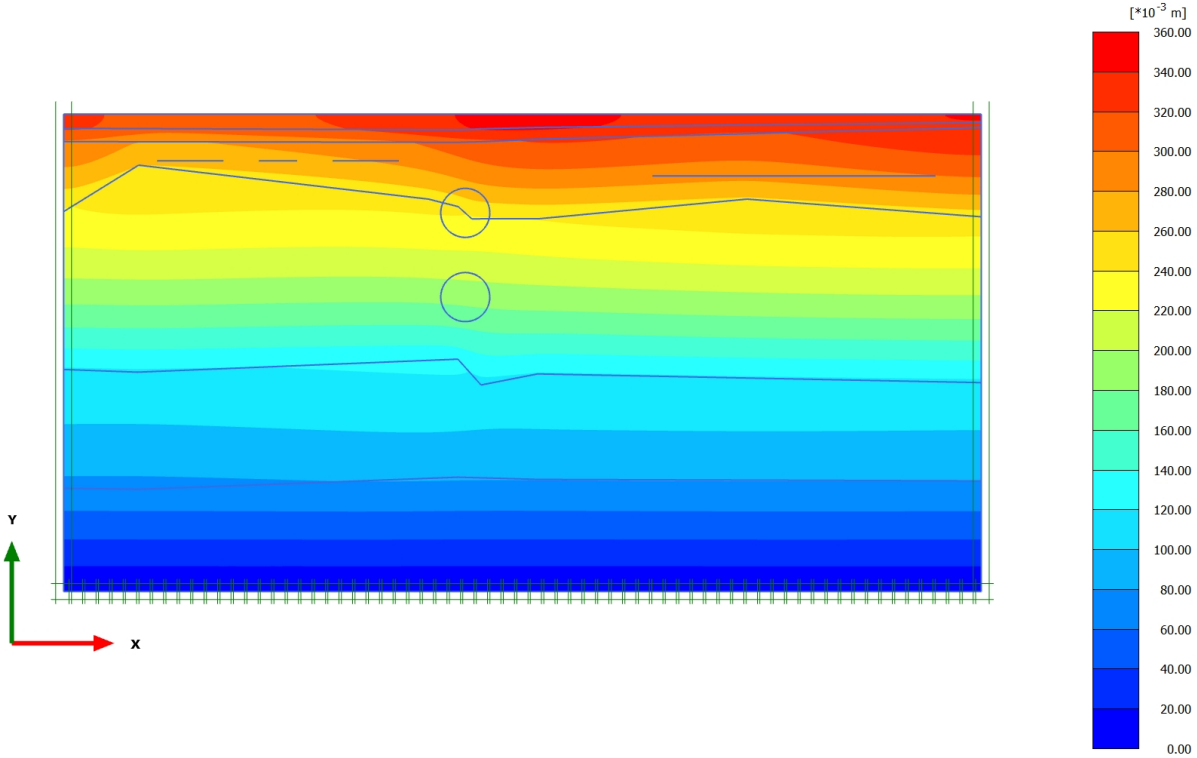
Identification		6. Dilluvium Sand
E_{oed}	kN/m^2	121.2E3
c_{ref}	kN/m^2	0.000
φ (phi)	°	35.00
ψ (psi)	°	0.000
V_s	m/s	128.6
V_p	m/s	240.7
Set to default values		Yes
E_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000
y_{ref}	m	0.000
c_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000
y_{ref}	m	0.000
Tension cut-off		Yes
Tensile strength	kN/m^2	0.000
Strength		Manual with residual strength
R_{inter}		0.5000
$R_{inter, residual}$		0.5000
Consider gap closure		Yes
δ_{inter}		0.000
K_0 determination		Manual

Identification		6. Dilluvium Sand
$K_{0,x}$		0.4000
Data set		Standard
Type		Coarse
< 2 µm	%	10.00
2 µm - 50 µm	%	13.00
50 µm - 2 mm	%	77.00
Set to default values		No
k_x	m/day	0.8640E-3
k_y	m/day	0.8640E-3
$-\psi_{unsat}$	m	10.00E3
e_{init}		0.5000
c_k		1.000E15

1.1.2.2 Materials - Plates -

Identification		0.3m thick tunnel lining	0.3 thick lining
Identification number		1	2
Comments			
Colour			
Material type		Elastic	Elastic
Isotropic		Yes	Yes
End bearing		No	No
EA_1	kN/m	4.950E6	4.950E6
EA_2	kN/m	4.950E6	4.950E6
EI	$kN\ m^2/m$	23.76E3	19.01E3
d	m	0.2400	0.2147
w	kN/m/m	1.200	1.200
ν (nu)		0.2000	0.2000
Rayleigh α		0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000

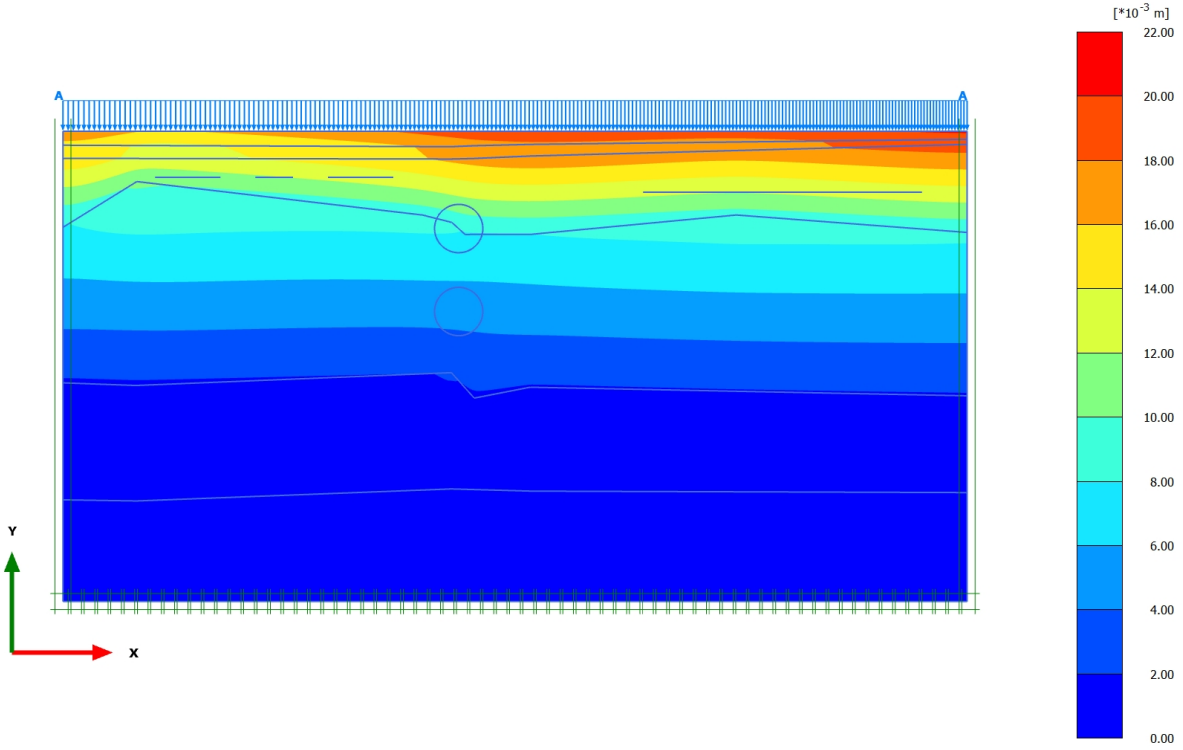
2.1.1.1.1 Calculation results, Initial phase (0/4), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.3453 m (Element 4402 at Node 41211)

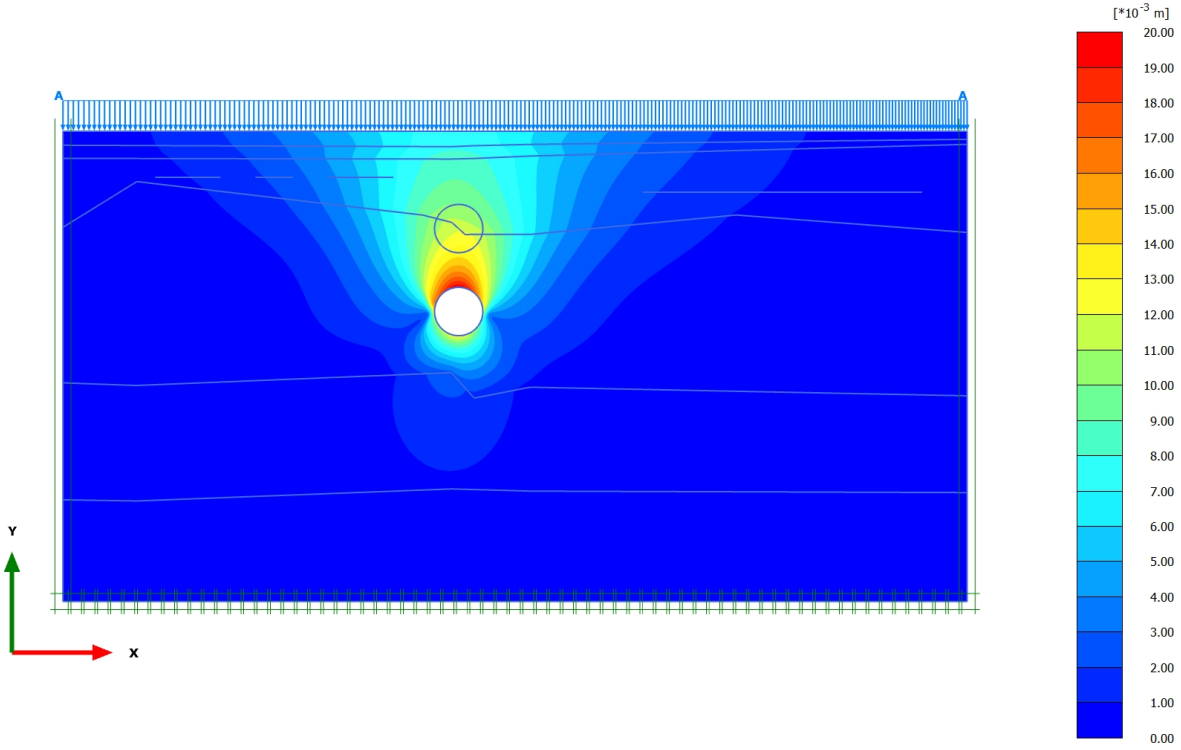
2.1.1.1.2 Calculation results, Stage 0 - Activate Surcharge (15kPa) (1/6), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.02027 m (Element 4460 at Node 13)

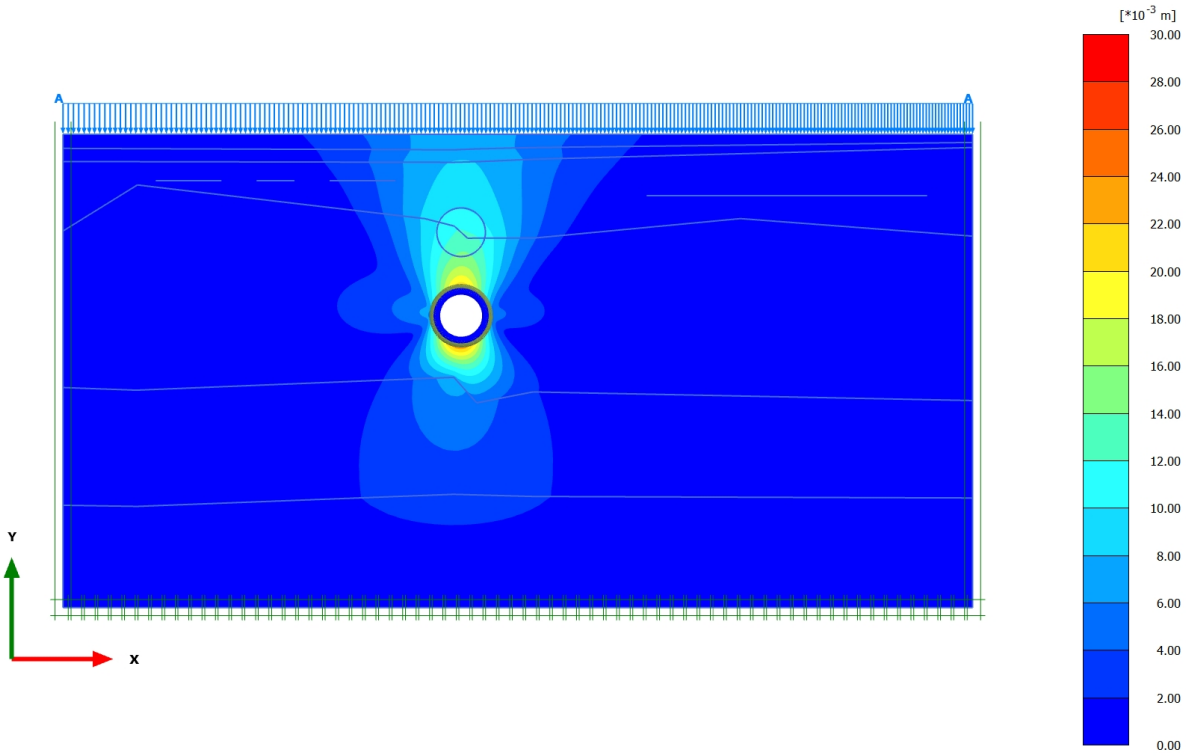
2.1.1.1.6 Calculation results, Stage 2 - 30 percent relaxation (EBT) (9/17), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.01993 m (Element 2318 at Node 20078)

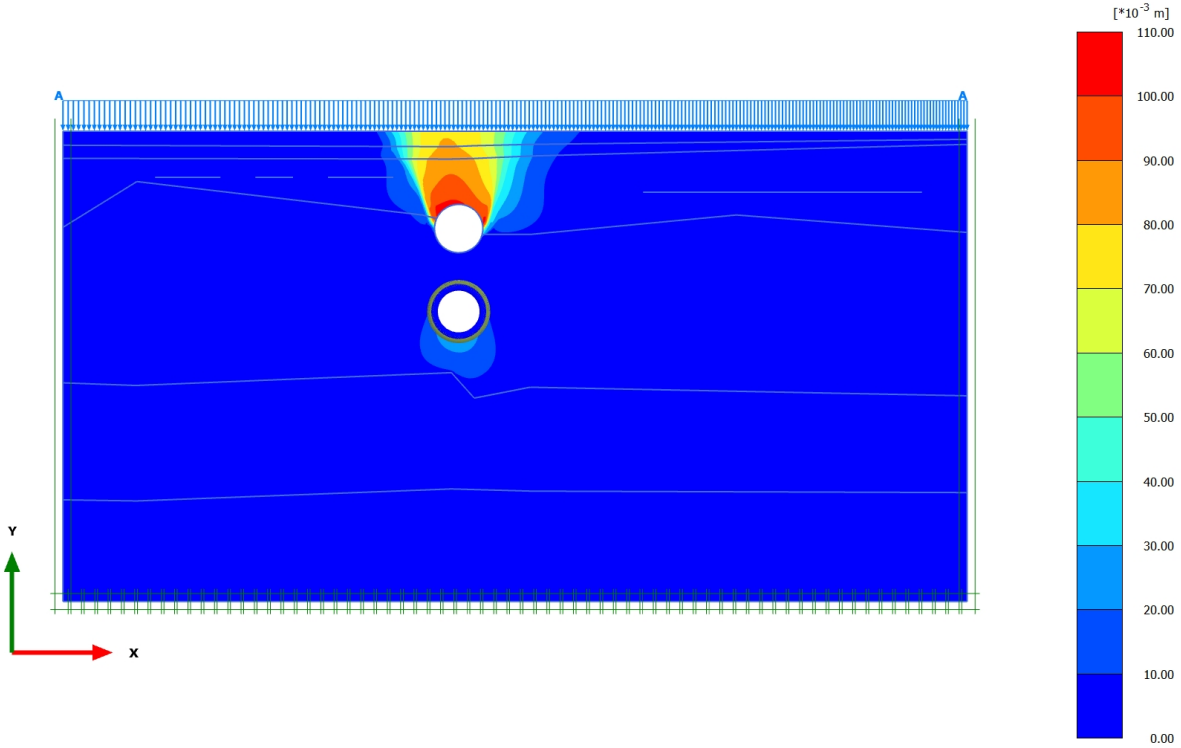
2.1.1.1.3 Calculation results, Stage 3 - Install Lining (EBT) (3/8), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.02869 m (Element 2188 at Node 26296)

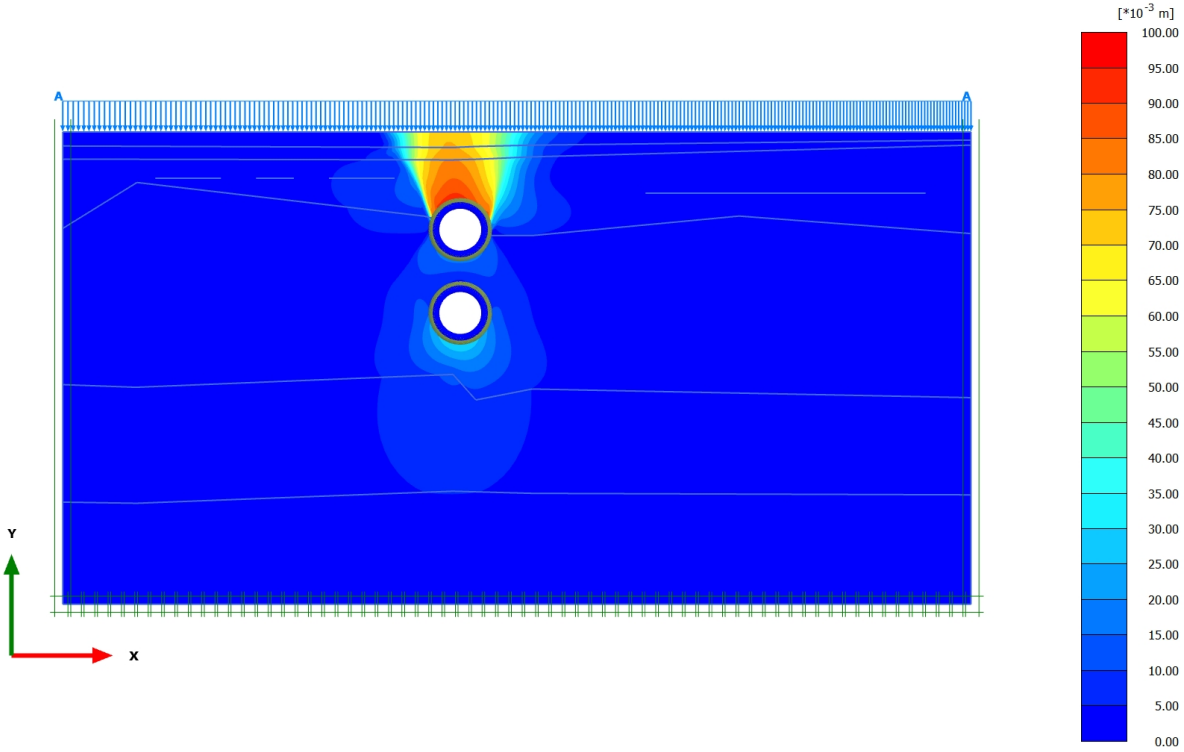
2.1.1.1.7 Calculation results, Stage 4 - 30 percent relaxation (WBT) (4/46), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.1063 m (Element 4115 at Node 39540)

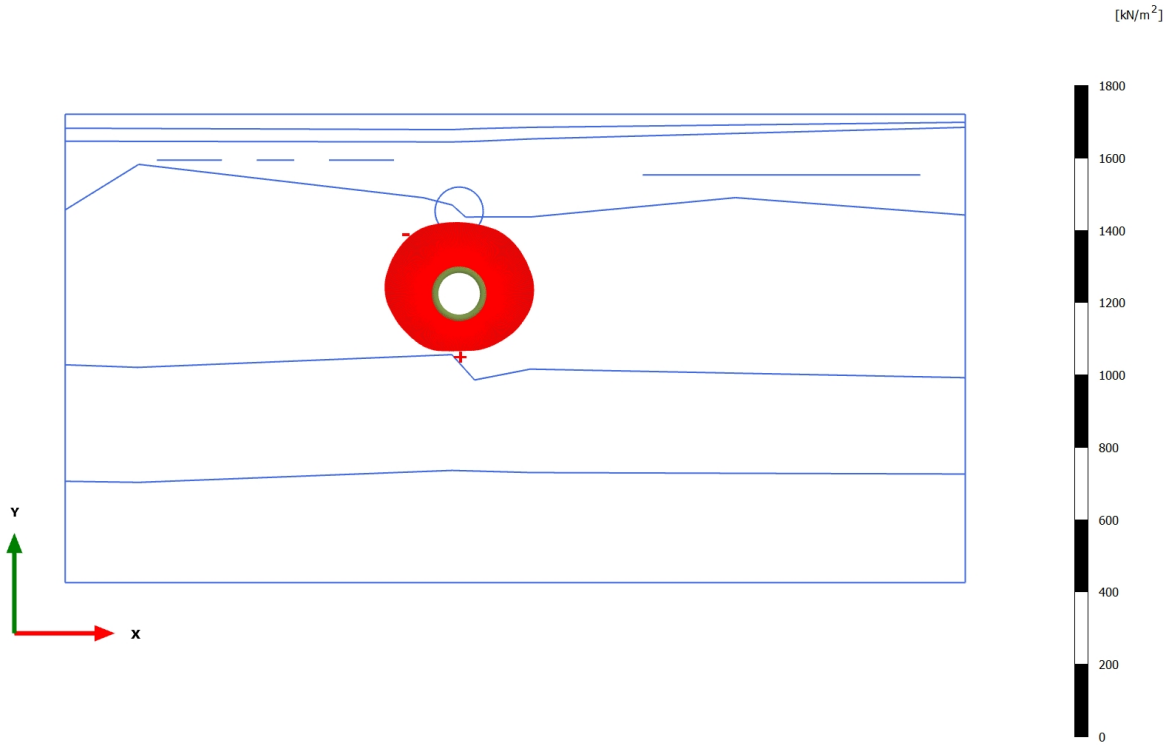
2.1.1.1.5 Calculation results, Stage 5 - Install Lining (WBT) (5/15), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.09804 m (Element 4170 at Node 39224)

3.1.1.1.3 Calculation results, Interface, Stage 3 - Install Lining (EBT) (3/8), Effective normal stresses σ'_N

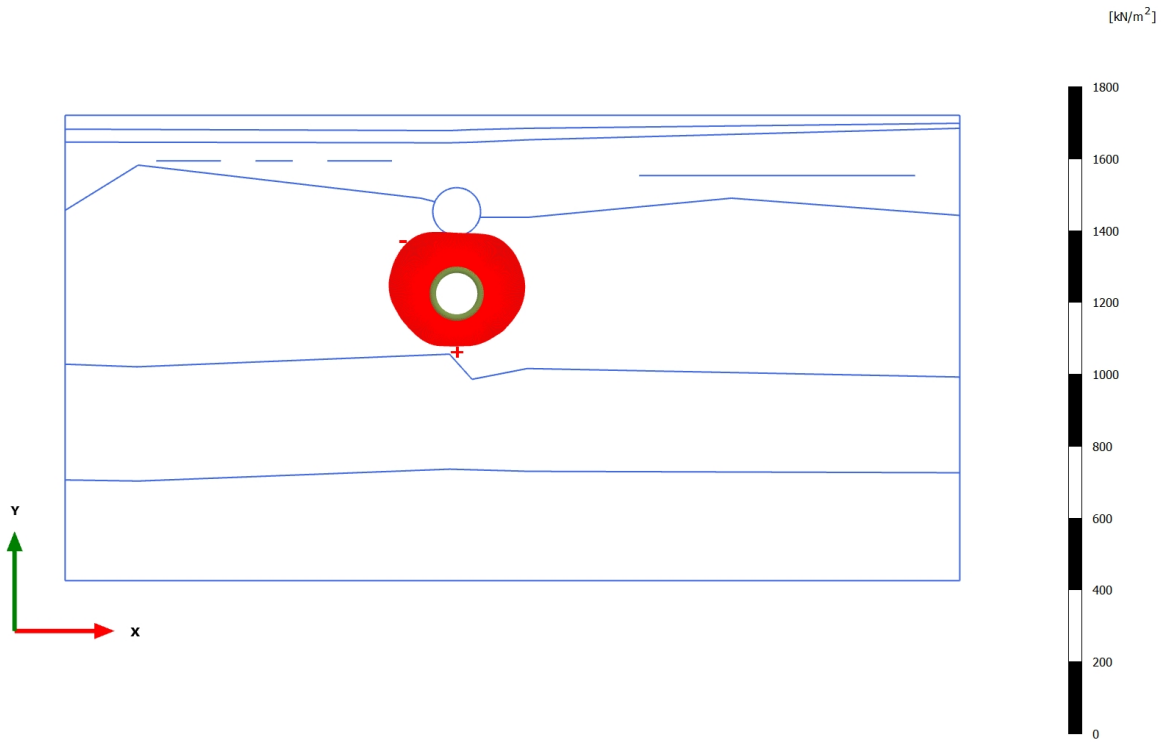


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = -91.04 kN/m^2 (Element 11 at Node 26283)

Minimum value = -142.5 kN/m^2 (Element 54 at Node 24179)

3.1.1.1.7 Calculation results, Interface, Stage 4 - 30 percent relaxation (WBT) (4/46), Effective normal stresses σ'_N

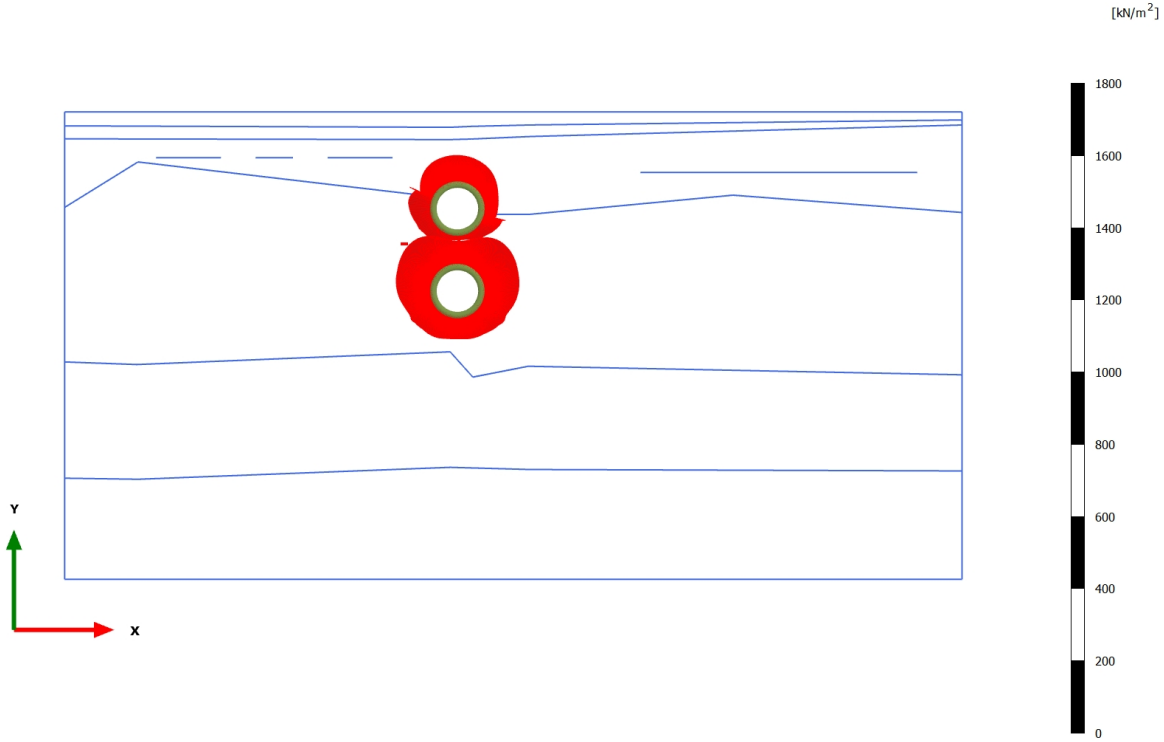


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = -79.18 kN/m^2 (Element 11 at Node 26283)

Minimum value = -130.7 kN/m^2 (Element 53 at Node 22620)

3.1.1.1.5 Calculation results, Interface, Stage 5 - Install Lining (WBT) (5/15), Effective normal stresses σ'_N

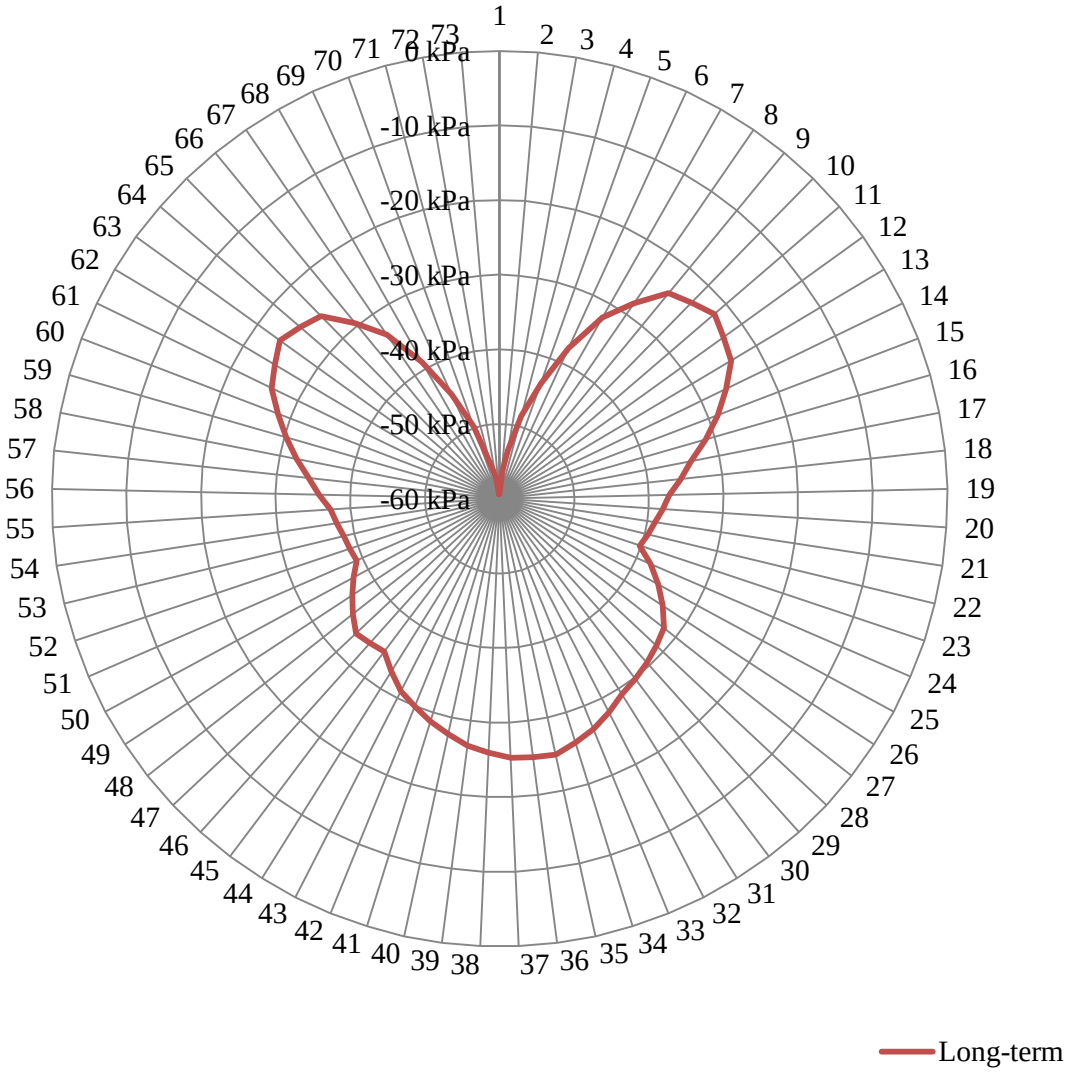


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = -20.25 kN/m^2 (Element 96 at Node 28617)

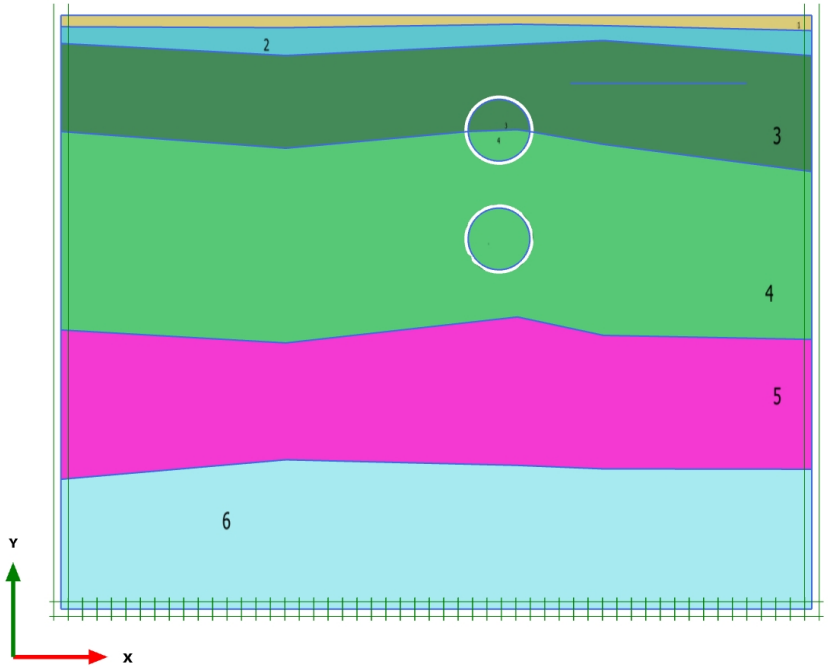
Minimum value = -118.4 kN/m^2 (Element 52 at Node 24242)

Stress Change (Section BB WBT)



Section C-C

1.1.1.1 Calculation results, Initial phase (0/4), Materials plot



Materials plot

1.1.2.1.1.1 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb (1/2)

Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium Silt
Identification number		1	2	3	4	5
Drainage type		Drained	Undrained (B)	Drained	Drained	Undrained (B)
Colour						
Comments						
γ_{unsat}	kN/m^3	19.00	16.50	20.50	20.50	21.00
γ_{sat}	kN/m^3	19.00	16.50	20.50	20.50	21.00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
e_{min}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
e_{max}		999.0	999.0	999.0	999.0	999.0
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E	kN/m^2	10.00E3	3000	12.50E3	37.50E3	136.0E3
ν (nu)		0.3000	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000
G	kN/m^2	3846	1154	4808	14.42E3	52.31E3
E_{oed}	kN/m^2	13.46E3	4038	16.83E3	50.48E3	183.1E3
c_{ref}	kN/m^2	10.00	10.00	0.000	0.000	170.0
φ (phi)	°	25.00	0.000	30.00	33.00	0.000
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
V_s	m/s	44.54	26.18	47.94	83.04	156.2
V_p	m/s	83.33	48.98	89.69	155.3	292.3

Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium Silt
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
E_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
c_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m^2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9783	0.9783	0.9783	0.9783	0.9783
ν_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
$K_{w,ref}$ / n	kN/m^2	375.0E3	112.5E3	468.7E3	1.406E6	5.100E6
$C_{v,ref}$	m^2/day	0.000	0.03489	0.000	0.000	15.82
Strength		Manual with residual strength	Manual with residual strength	Manual with residual strength	Manual with residual strength	Manual with residual strength
R_{inter}		0.6700	0.5000	0.6700	0.6700	0.6700
$R_{inter, residual}$		0.6700	0.5000	0.6700	0.6700	0.5000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K_0 determination		Manual	Manual	Automatic	Manual	Manual
$K_{0,x}$		0.5000	0.8000	0.5000	0.5000	0.5000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 µm	%	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2 µm - 50 µm	%	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
50 µm - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00
Set to default values		No	No	No	No	No

Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium Silt
k_x	m/day	8.640E-3	0.08640E-3	8.640E-3	0.08640	0.8640E-3
k_y	m/day	8.640E-3	0.08640E-3	8.640E-3	0.08640	0.8640E-3
$-\psi_{unsat}$	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
c_k		1.000E15	1.000E15	1.000E15	1.000E15	1.000E15

1.1.2.1.1.2 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb (2/2)

Identification		6. Dilluvium Sand
Identification number		6
Drainage type		Drained
Colour		
Comments		
γ_{unsat}	kN/m^3	20.50
γ_{sat}	kN/m^3	20.50
Dilatancy cut-off		No
e_{init}		0.5000
e_{min}		0.000
e_{max}		999.0
Rayleigh α		0.000
Rayleigh β		0.000
E	kN/m^2	90.00E3
ν (nu)		0.3000
G	kN/m^2	34.62E3

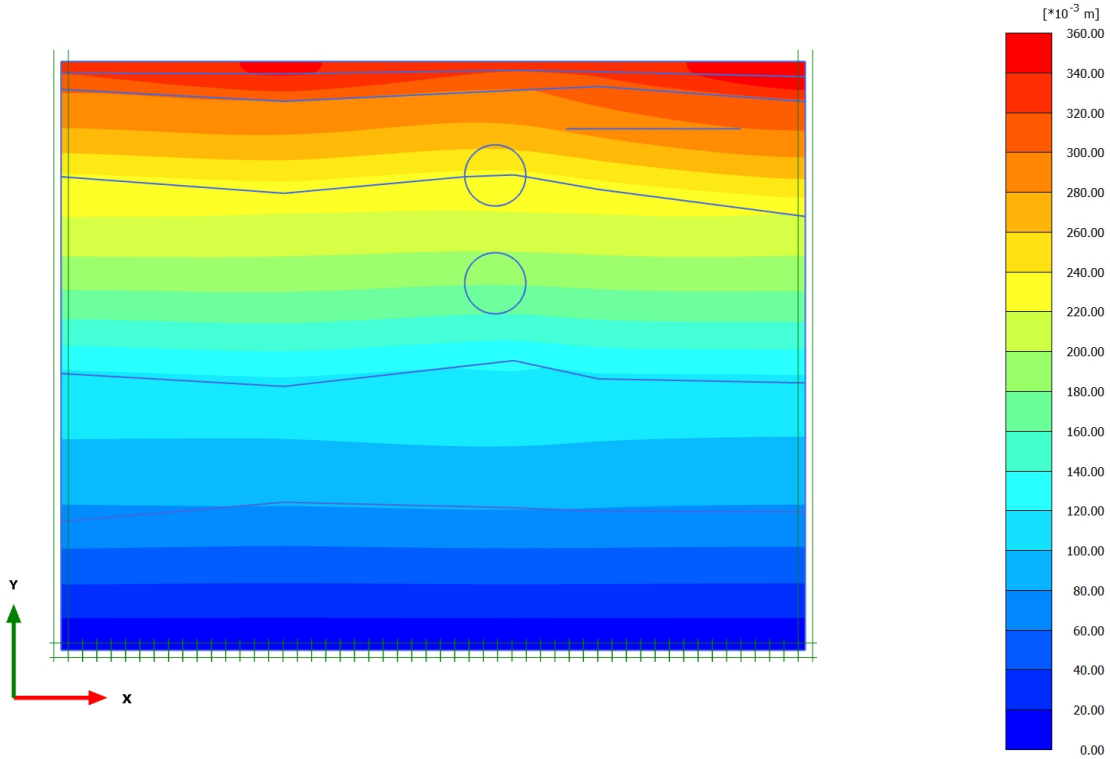
Identification		6. Dilluvium Sand
E_{oed}	kN/m^2	121.2E3
c_{ref}	kN/m^2	0.000
φ (phi)	°	35.00
ψ (psi)	°	0.000
V_s	m/s	128.6
V_p	m/s	240.7
Set to default values		Yes
E_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000
y_{ref}	m	0.000
c_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000
y_{ref}	m	0.000
Tension cut-off		Yes
Tensile strength	kN/m^2	0.000
Strength		Manual with residual strength
R_{inter}		0.5000
$R_{inter, residual}$		0.5000
Consider gap closure		Yes
δ_{inter}		0.000
K_0 determination		Manual

Identification		6. Dilluvium Sand
$K_{0,x}$		0.4000
Data set		Standard
Type		Coarse
< 2 µm	%	10.00
2 µm - 50 µm	%	13.00
50 µm - 2 mm	%	77.00
Set to default values		No
k_x	m/day	0.8640E-3
k_y	m/day	0.8640E-3
$-\psi_{unsat}$	m	10.00E3
e_{init}		0.5000
c_k		1.000E15

1.1.2.2 Materials - Plates -

Identification		0.3m thick tunnel lining	0.3m thick tunnel lining (decreased
Identification number		1	2
Comments			
Colour			
Material type		Elastic	Elastic
Isotropic		Yes	Yes
End bearing		No	No
EA_1	kN/m	4.950E6	4.950E6
EA_2	kN/m	4.950E6	4.950E6
EI	kN m^2/m	23.76E3	19.01E3
d	m	0.2400	0.2147
w	kN/m/m	1.200	1.200
ν (nu)		0.2000	0.2000
Rayleigh α		0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000

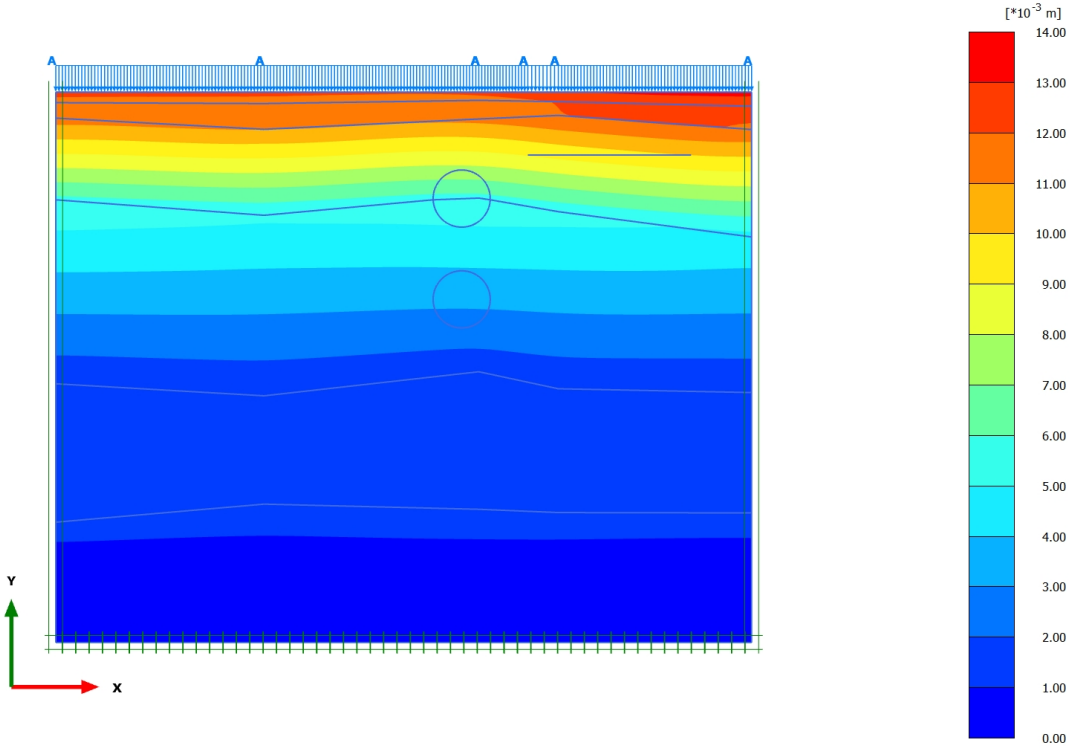
2.1.1.1.1 Calculation results, Initial phase (0/4), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.3577 m (Element 781 at Node 2997)

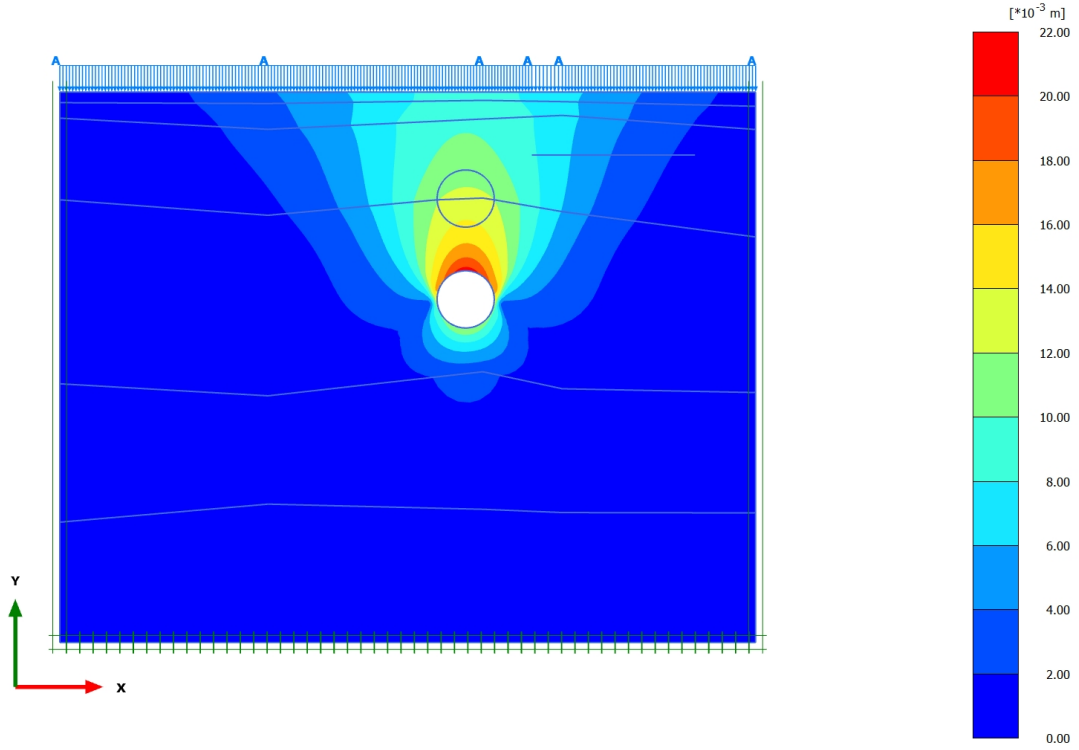
2.1.1.1.2 Calculation results, Stage 0 - Activate Surcharge (15kPa) (1/6), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.01337 m (Element 755 at Node 2991)

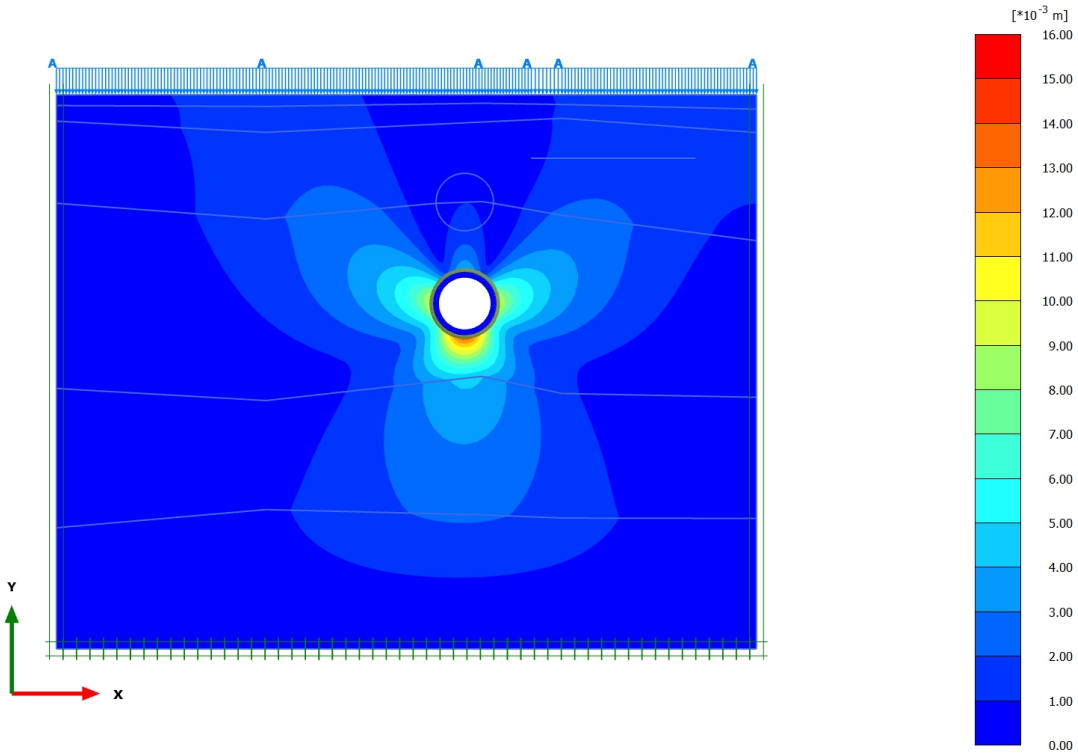
2.1.1.1.5 Calculation results, Stage 2 - 30 percent relaxation (EBT) (9/21), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.02103 m (Element 485 at Node 9325)

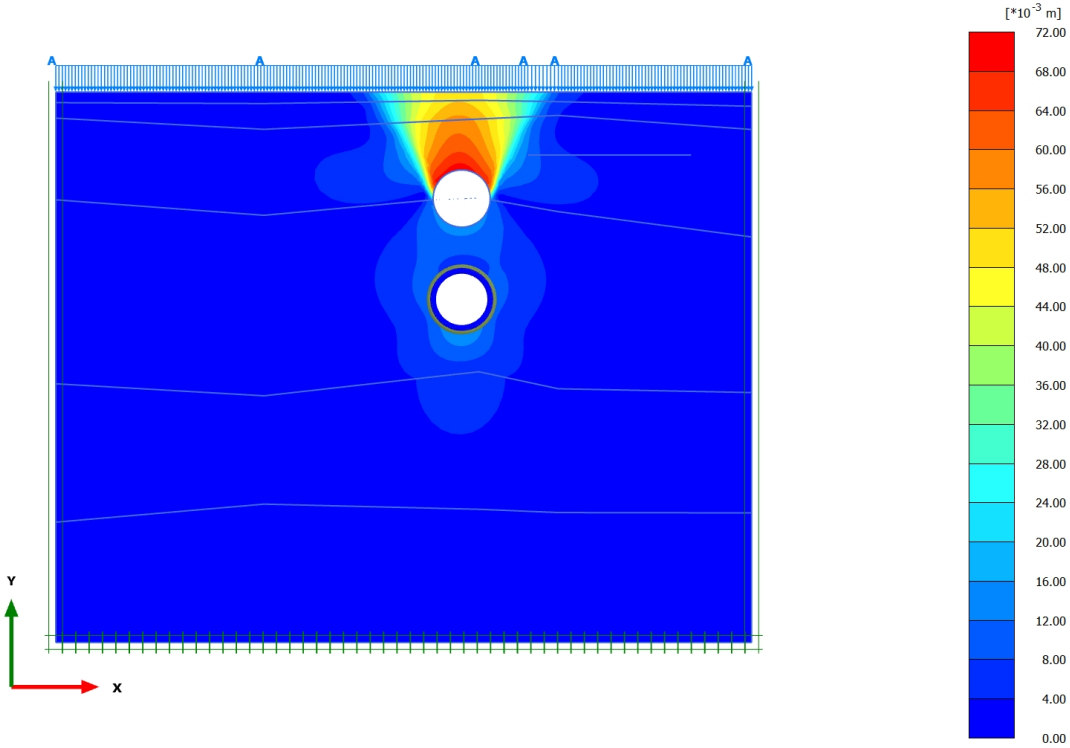
2.1.1.1.3 Calculation results, Stage 3 - Install Lining (EBT) (3/8), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.01560 m (Element 415 at Node 5476)

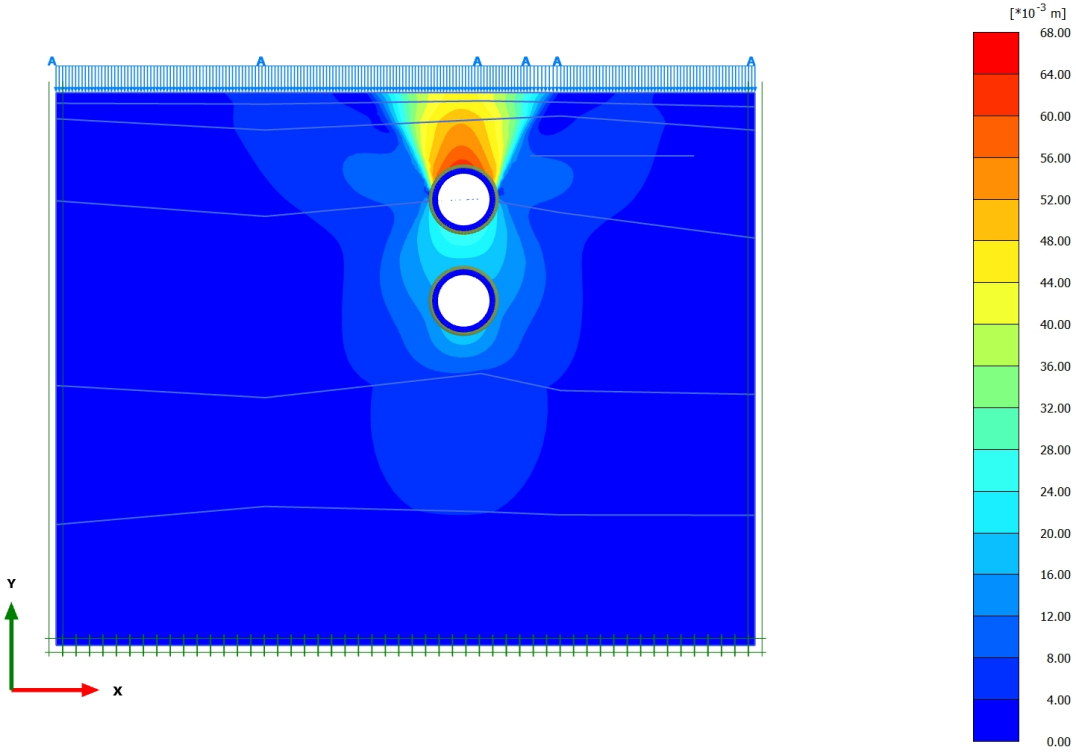
2.1.1.1.6 Calculation results, Stage 4 - 30 percent relaxation (WBT) (4/47), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.07156 m (Element 671 at Node 3997)

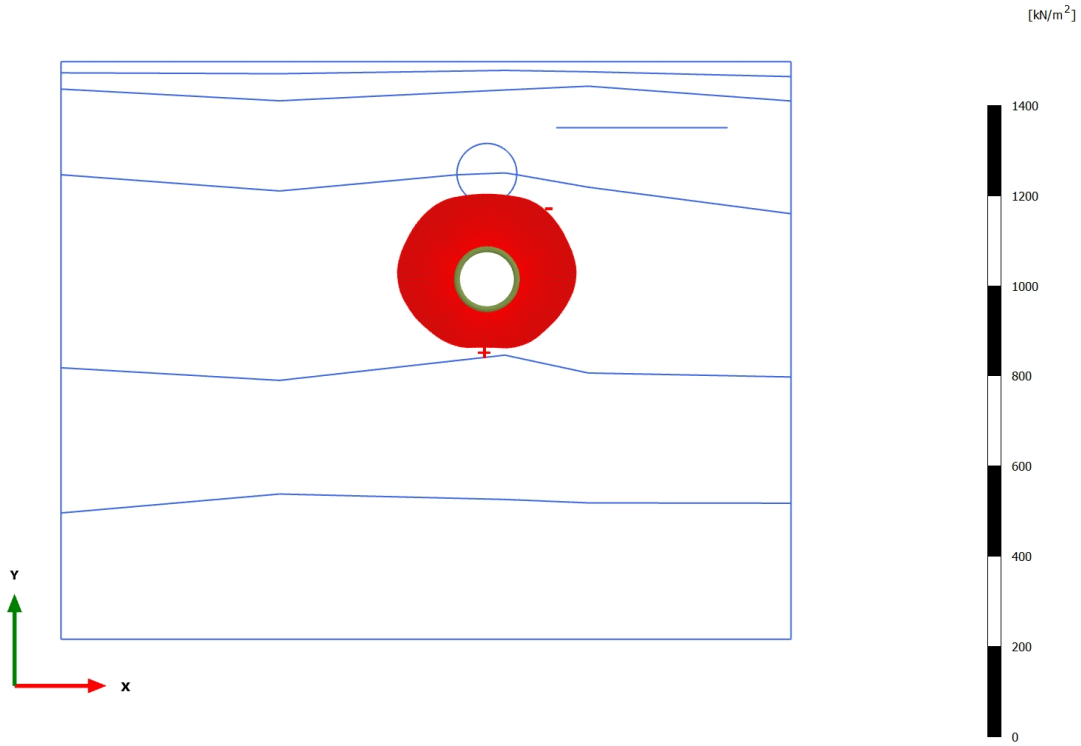
2.1.1.1.4 Calculation results, Stege 5 - Install Lining (WBT) (5/11), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.06551 m (Element 671 at Node 3997)

3.1.1.1.3 Calculation results, Interface, Stage 3 - Install Lining (EBT) (3/8), Effective normal stresses σ'_N

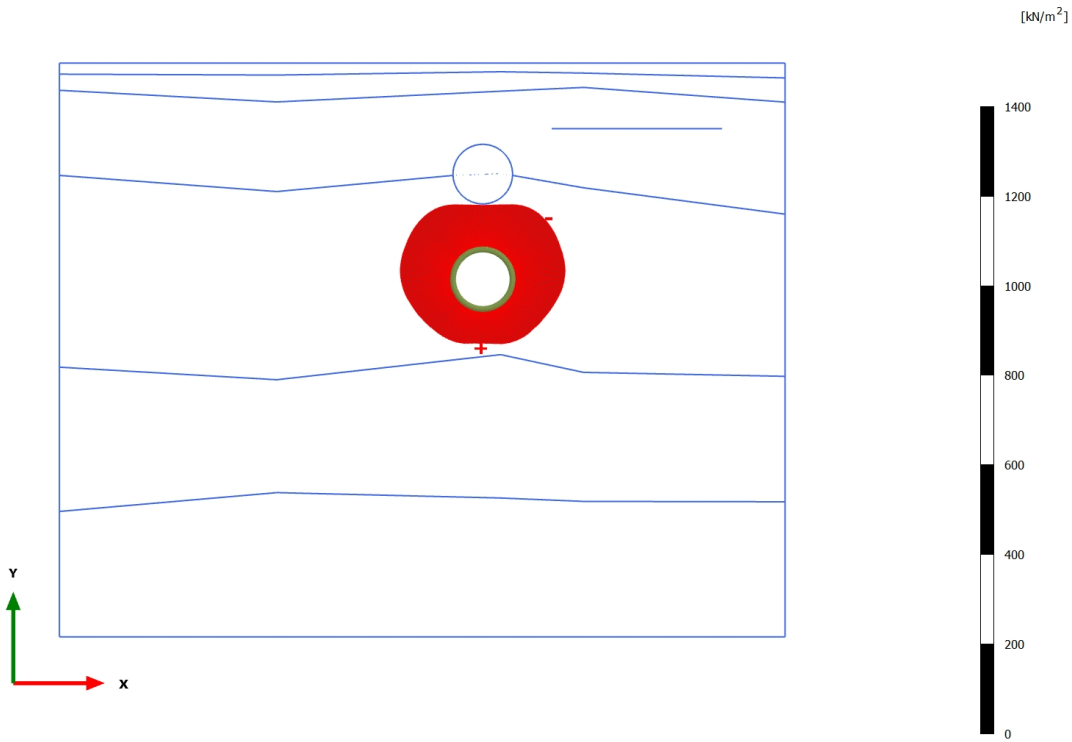


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = -84.39 kN/m^2 (Element 70 at Node 5463)

Minimum value = -133.8 kN/m^2 (Element 43 at Node 9370)

3.1.1.1.6 Calculation results, Interface, Stage 4 - 30 percent relaxation (WBT) (4/47), Effective normal stresses σ'_N

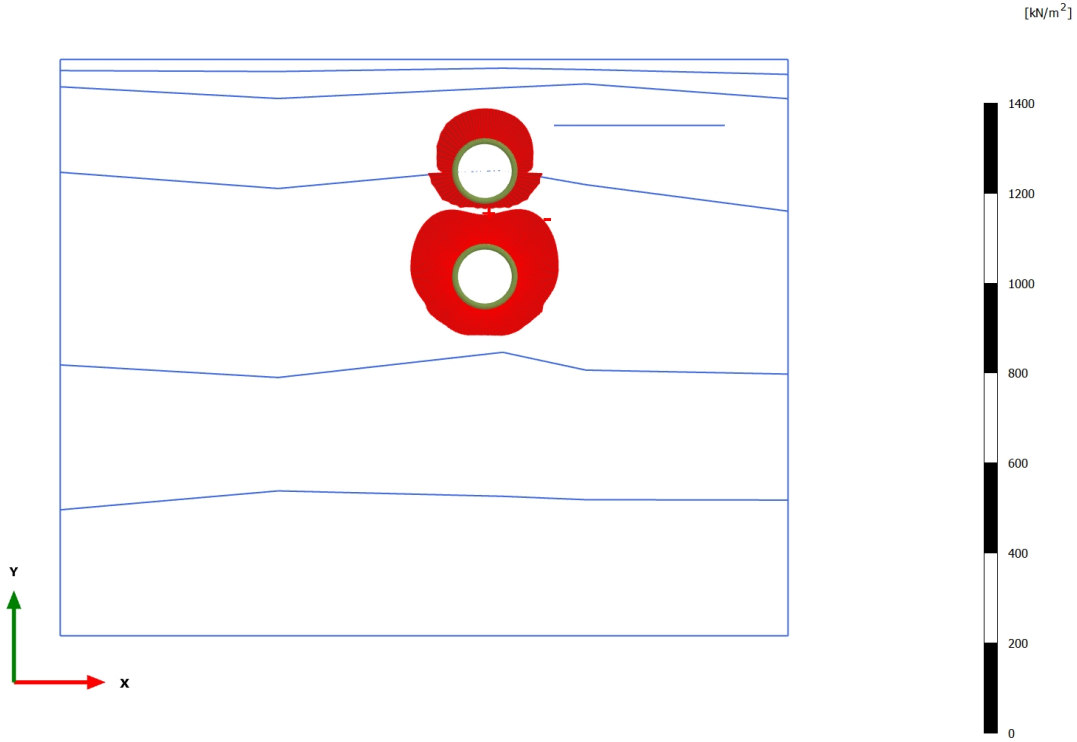


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = -76.26 kN/m^2 (Element 70 at Node 5463)

Minimum value = -125.8 kN/m^2 (Element 44 at Node 9359)

3.1.1.1.4 Calculation results, Interface, Stege 5 - Install Lining (WBT) (5/11), Effective normal stresses σ'_N

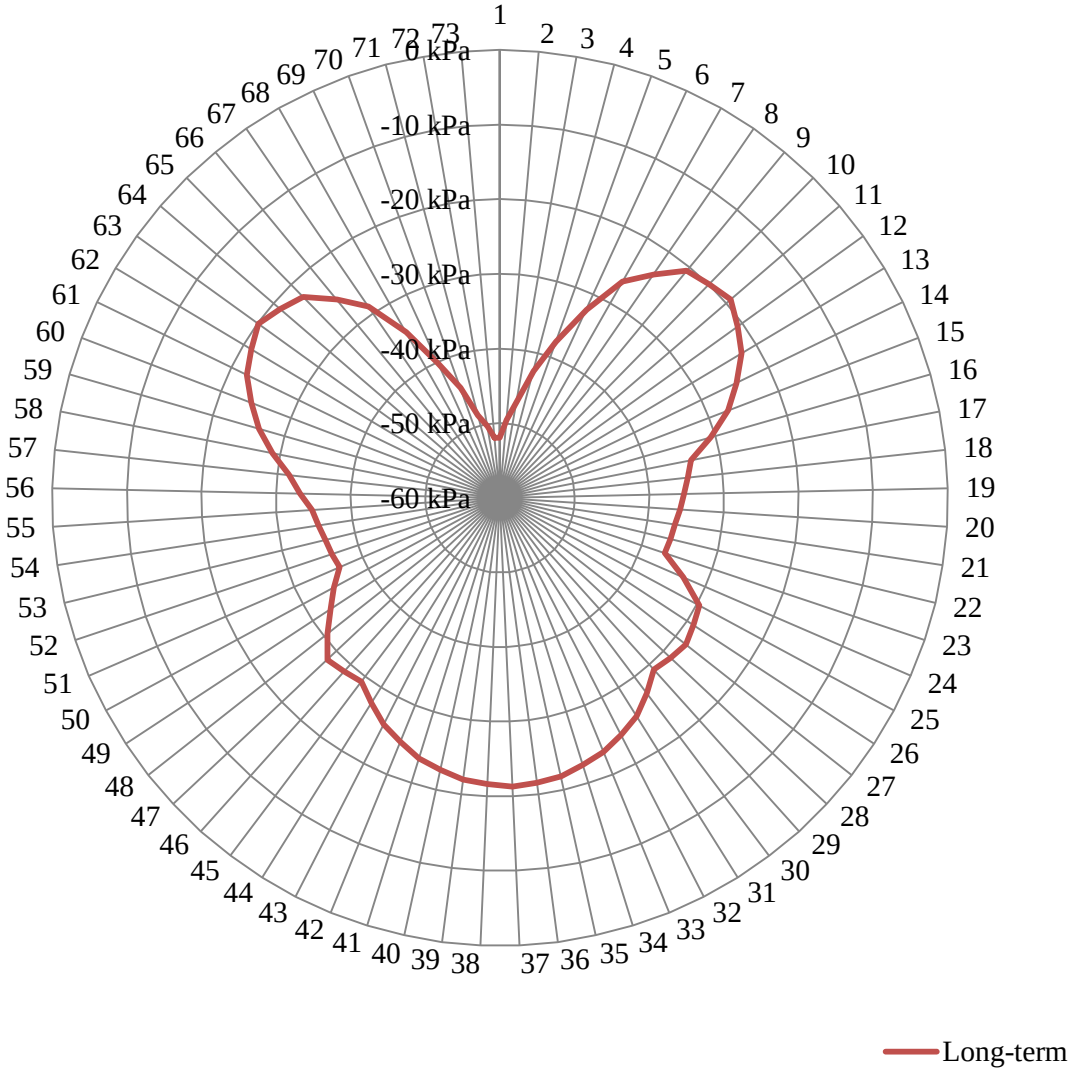


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = -14.96 kN/m^2 (Element 2 at Node 7566)

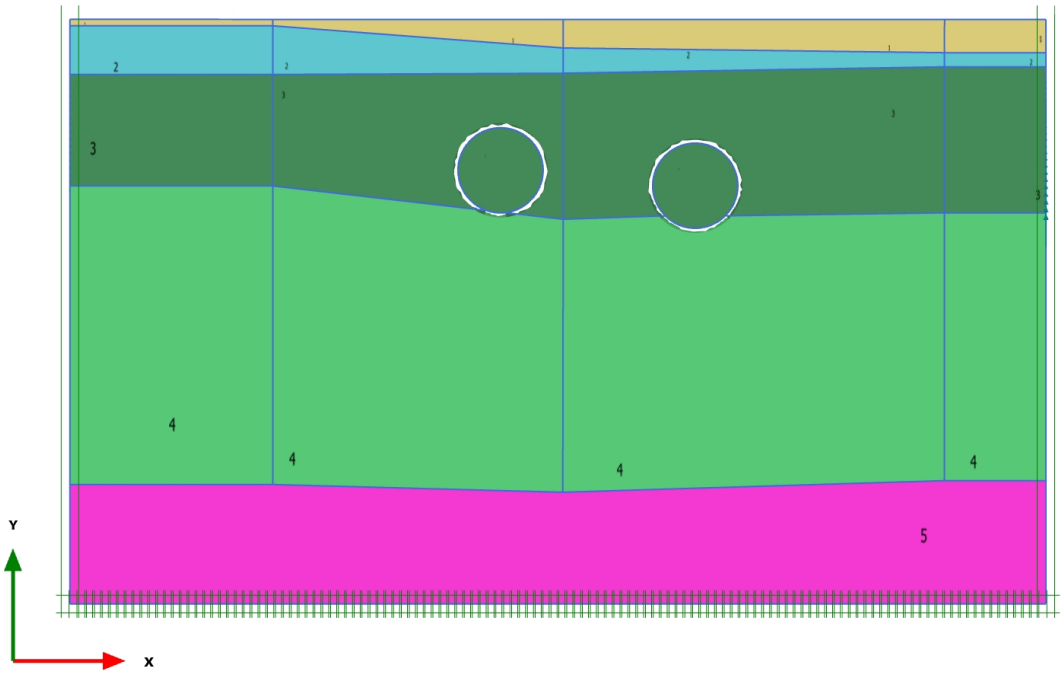
Minimum value = -113.9 kN/m^2 (Element 44 at Node 9359)

Stress Change (Section CC WBT)



Section D-D

1.1.1.1 Calculation results, Initial phase (0/5), Materials plot



Materials plot

1.1.2.1.1 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb

Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium
Identification number		1	2	3	4	5
Drainage type		Drained	Undrained (B)	Drained	Drained	Undrained (B)
Colour						
Comments						
γ_{unsat}	kN/m^3	19.00	16.50	20.50	20.50	21.00
γ_{sat}	kN/m^3	19.00	16.50	20.50	20.50	21.00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
e_{min}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
e_{max}		999.0	999.0	999.0	999.0	999.0
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E	kN/m^2	10.00E3	3000	12.50E3	37.50E3	136.0E3
ν (nu)		0.3000	0.3000	0.3000	0.3000	0.3000
G	kN/m^2	3846	1154	4808	14.42E3	52.31E3
E_{oed}	kN/m^2	13.46E3	4038	16.83E3	50.48E3	183.1E3
c_{ref}	kN/m^2	10.00	10.00	0.000	0.000	170.0
φ (phi)	°	25.00	0.000	30.00	33.00	0.000
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
V_s	m/s	44.54	26.18	47.94	83.04	156.2
V_p	m/s	83.33	48.98	89.69	155.3	292.3

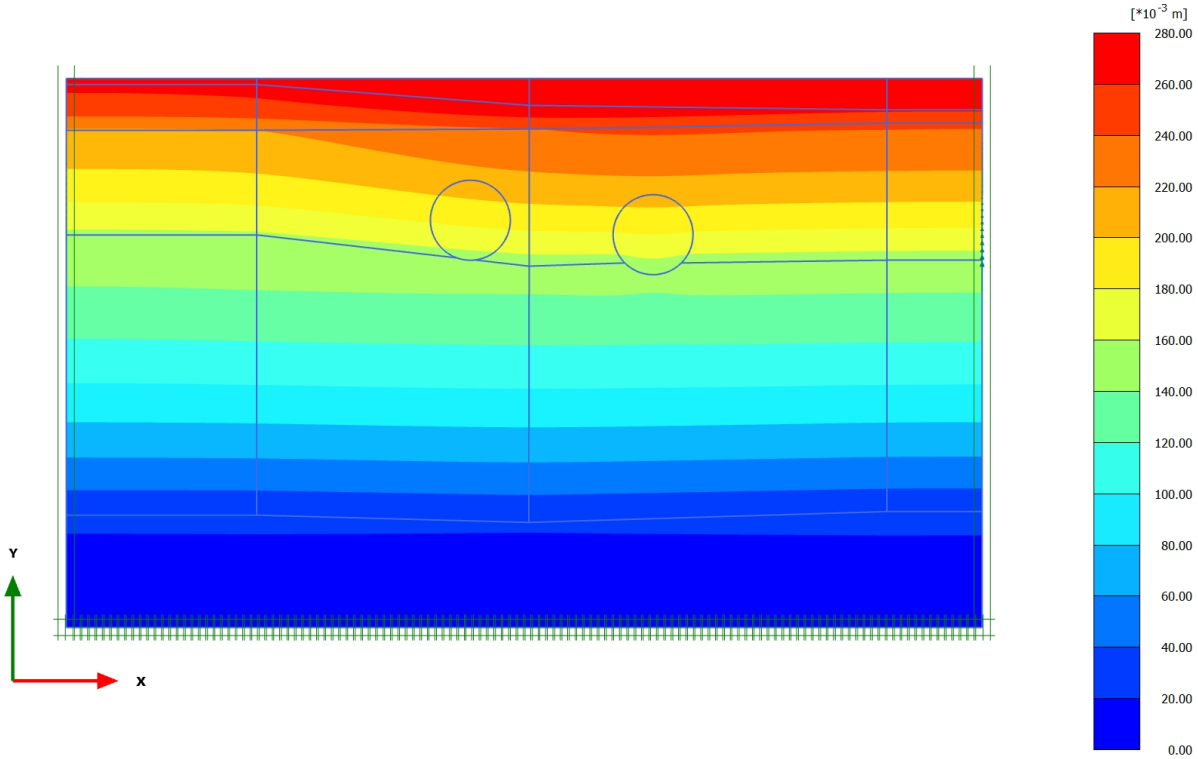
Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
E_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
c_{inc}	$kN/m^2/m$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
y_{ref}	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m^2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9783	0.9783	0.9783	0.9783	0.9783
ν_u		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
$K_{w,ref}$ / n	kN/m^2	375.0E3	112.5E3	468.7E3	1.406E6	5.100E6
$C_{v,ref}$	m^2/day	0.000	0.03489	0.000	0.000	15.82
Strength		Manual with residual strength	Manual with residual strength	Manual with residual strength	Manual with residual strength	Manual with residual strength
R_{inter}		0.6700	0.5000	0.6700	0.6700	0.5000
$R_{inter, residual}$		0.6700	0.5000	0.6700	0.6700	0.5000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K_0 determination		Manual	Manual	Automatic	Manual	Manual
$K_{0,x}$		0.5000	0.8000	0.5000	0.5000	0.5000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 µm	%	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
2 µm - 50 µm	%	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
50 µm - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00	77.00	77.00
Set to default values		No	No	No	No	No

Identification		1. Fill	2. Clay	3. Sand 1	3. Sand 2	6. Dilluvium
k_x	m/day	8.640E-3	0.08640E-3	8.640E-3	0.08640	0.8640E-3
k_y	m/day	8.640E-3	0.08640E-3	8.640E-3	0.08640	0.8640E-3
$-\psi_{unsat}$	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e_{init}		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
c_k		1.000E15	1.000E15	1.000E15	1.000E15	1.000E15

1.1.2.2 Materials - Plates -

Identification		0.3m thick tunnel lining	0.3m thick tunnel lining (decreased)
Identification number		1	2
Comments			
Colour			
Material type		Elastic	Elastic
Isotropic		Yes	Yes
End bearing		No	No
EA_1	kN/m	4.950E6	4.950E6
EA_2	kN/m	4.950E6	4.950E6
EI	kN m^2/m	23.76E3	19.01E3
d	m	0.2400	0.2147
w	kN/m/m	1.200	1.200
ν (nu)		0.2000	0.2000
Rayleigh α		0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000

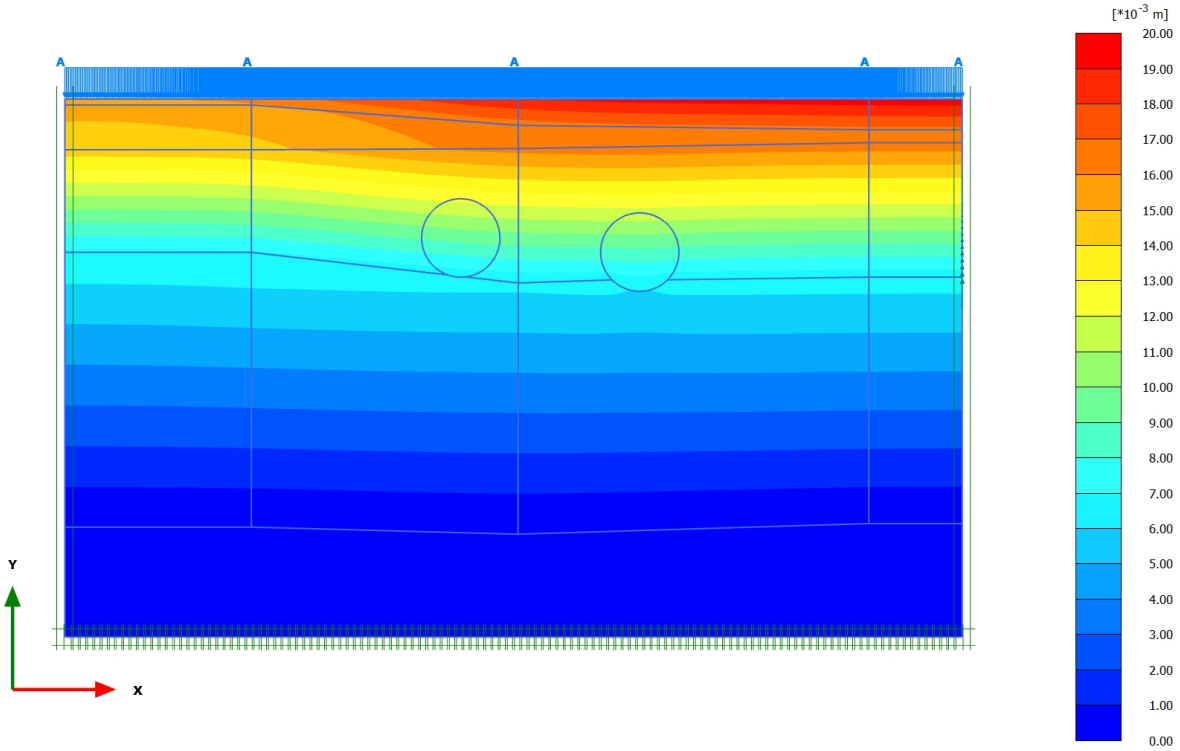
2.1.1.1.1 Calculation results, Initial phase (0/5), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.2782 m (Element 7004 at Node 38014)

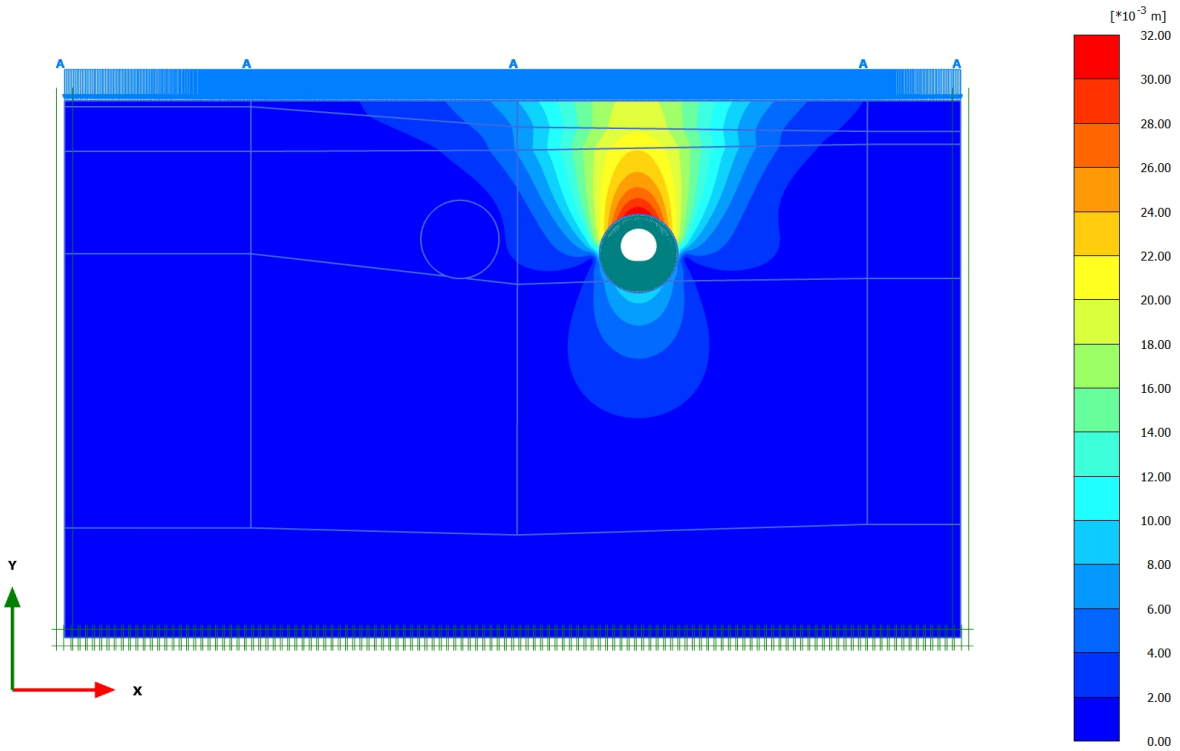
2.1.1.1.2 Calculation results, Stage 0 - Active Surcharge (15kPa) (1/7), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.01960 m (Element 7111 at Node 57754)

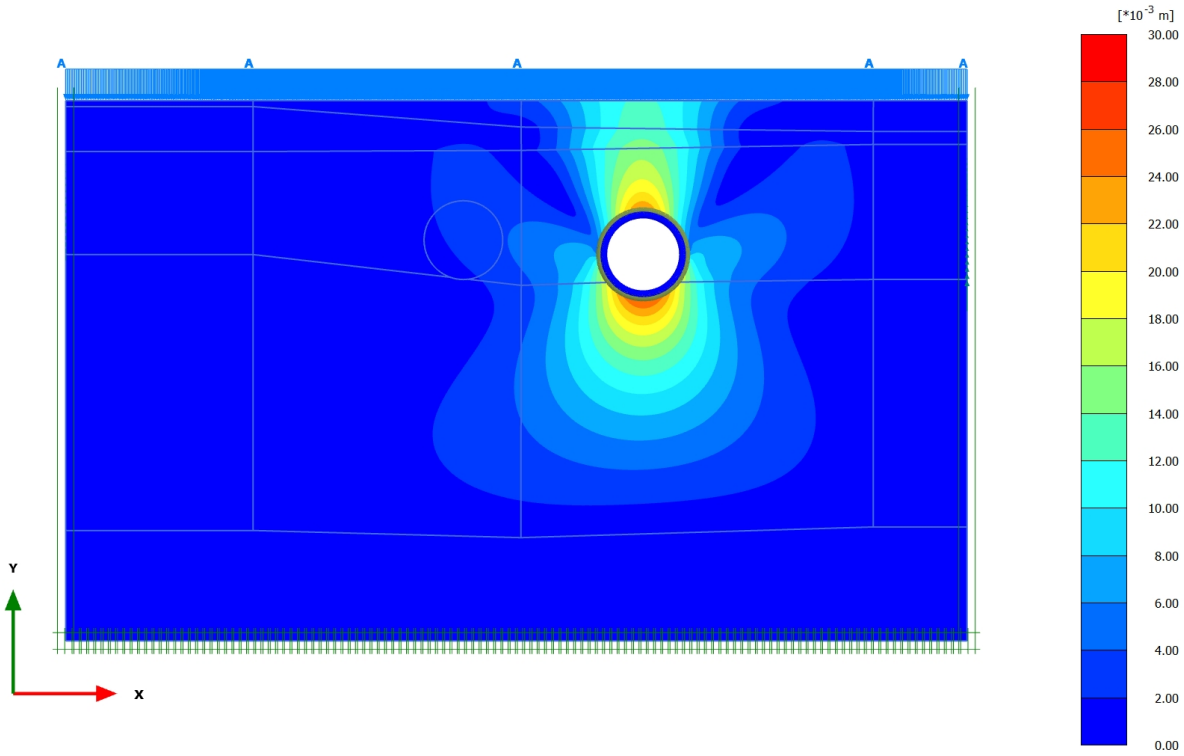
2.1.1.1.5 Calculation results, Stage 2- 30 percent relaxation (EBT) (9/19), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.03192 m (Element 5295 at Node 44602)

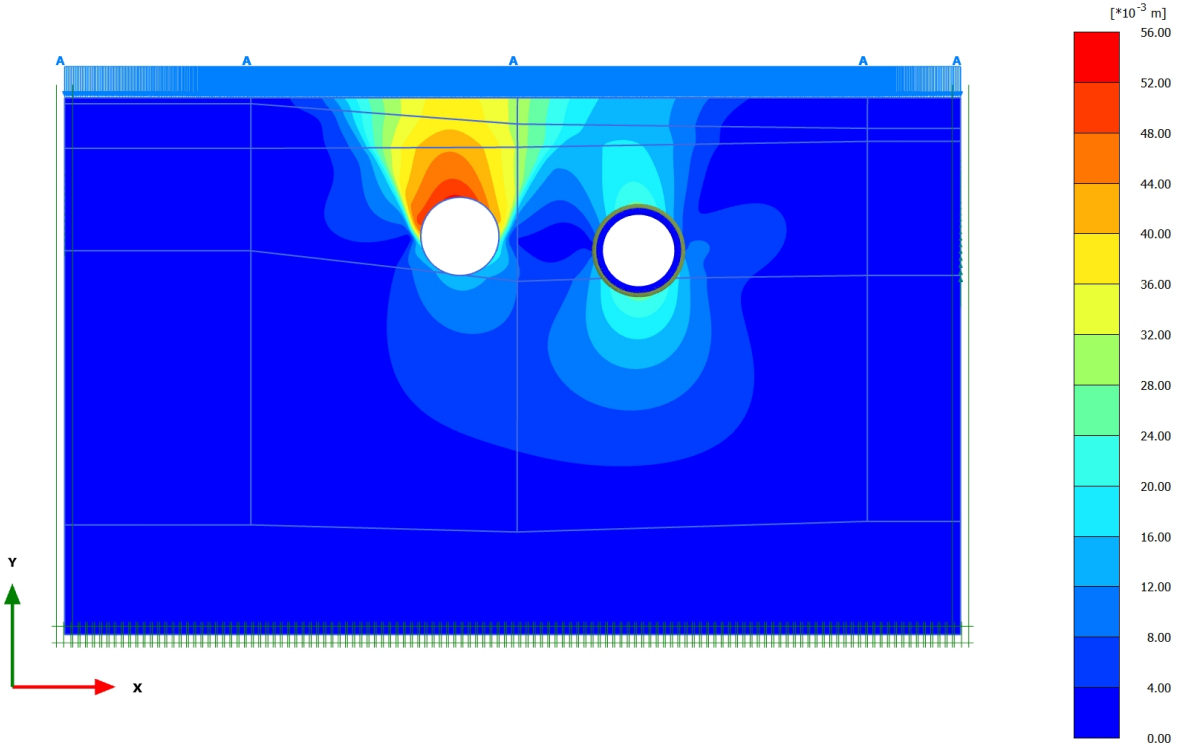
2.1.1.1.3 Calculation results, Stage 3 - Install Lining (EBT) (3/9), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.02816 m (Element 2149 at Node 35238)

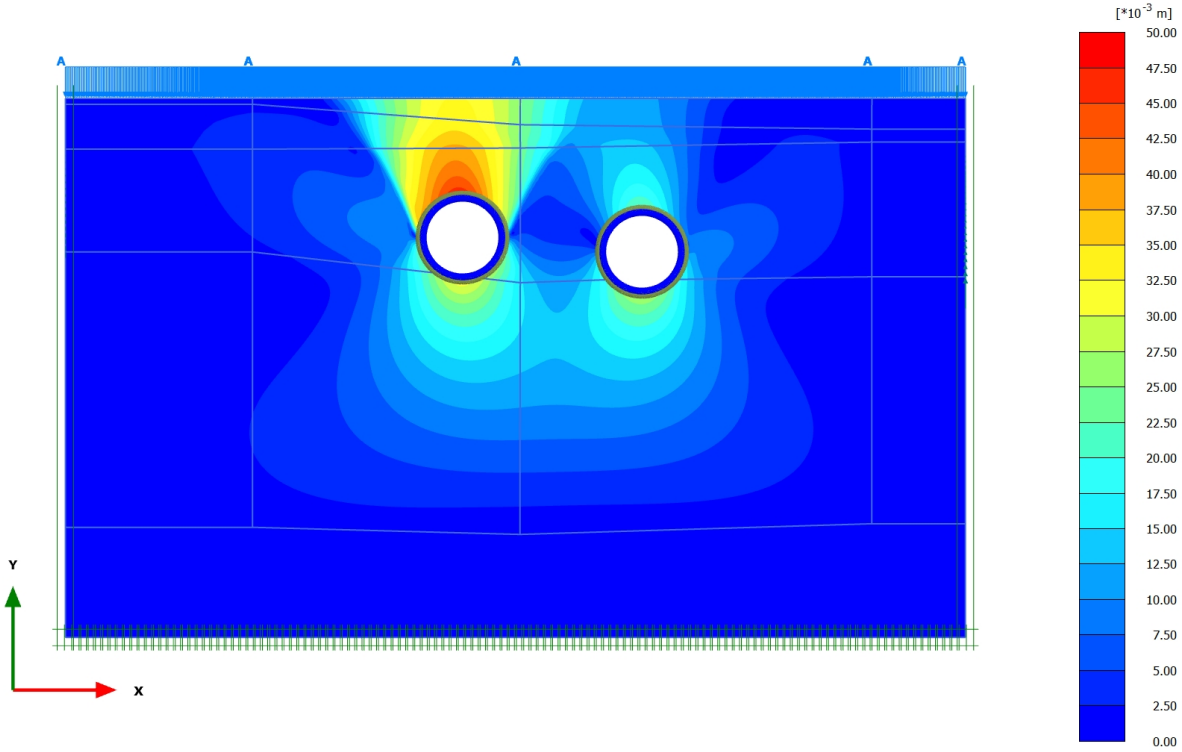
2.1.1.1.6 Calculation results, Stage 4 - 30 percent relaxation (WBT) (4/27), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.05290 m (Element 2838 at Node 22928)

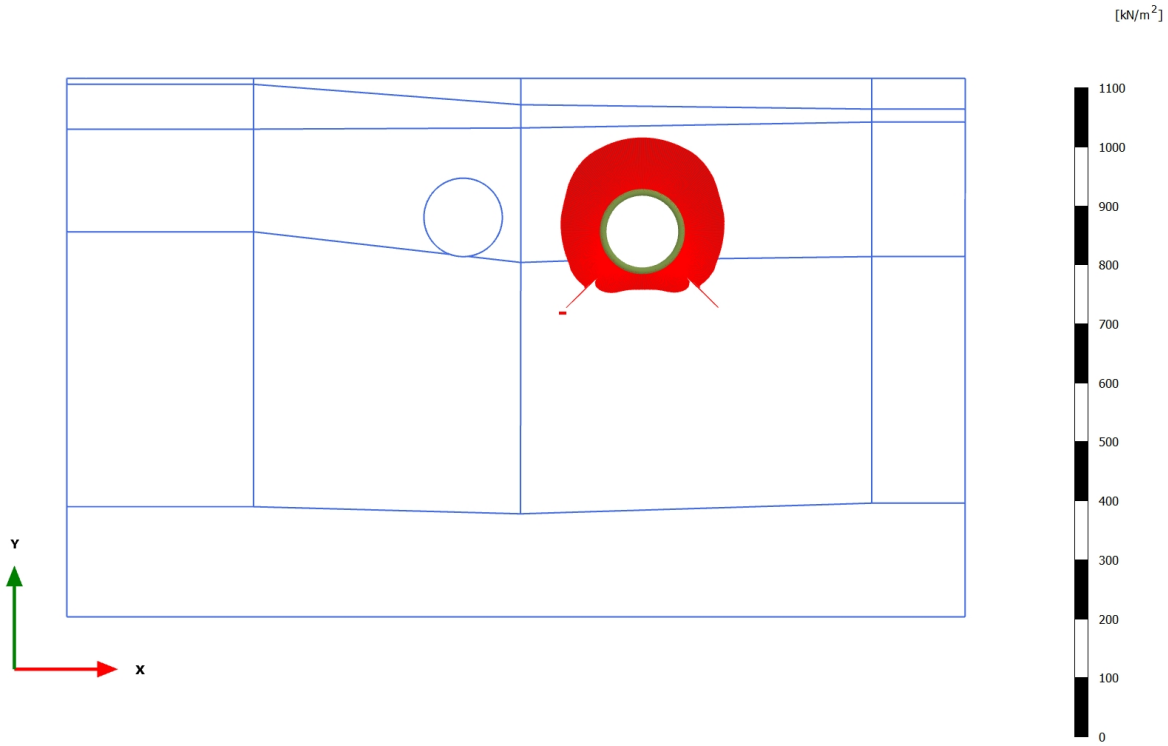
2.1.1.1.4 Calculation results, Stage 5 - Install Lining (WBT) (5/13), Total displacements |u|



Total displacements |u|

Maximum value = 0.04850 m (Element 2948 at Node 22938)

3.1.1.1.3 Calculation results, Interface, Stage 3 - Install Lining (EBT) (3/9), Effective normal stresses σ'_N

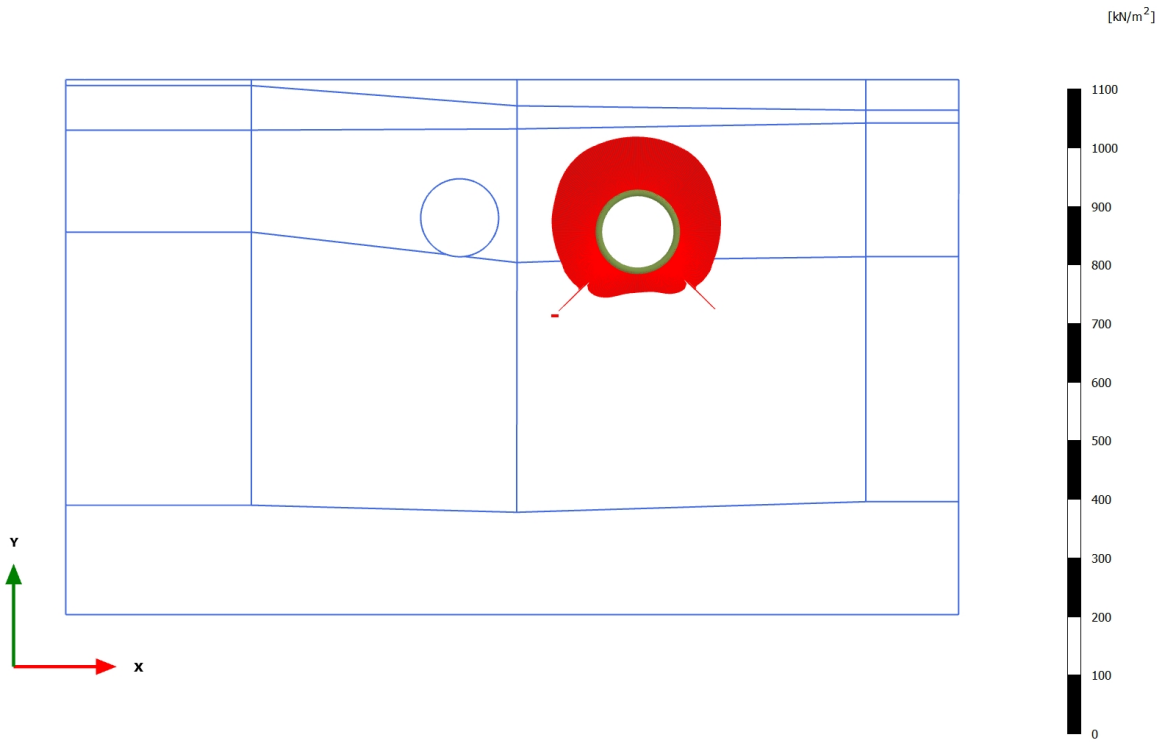


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = 0.000 kN/m^2 (Element 108 at Node 34166)

Minimum value = -116.0 kN/m^2 (Element 164 at Node 28346)

3.1.1.1.6 Calculation results, Interface, Stage 4 - 30 percent relaxation (WBT) (4/27), Effective normal stresses σ'_N

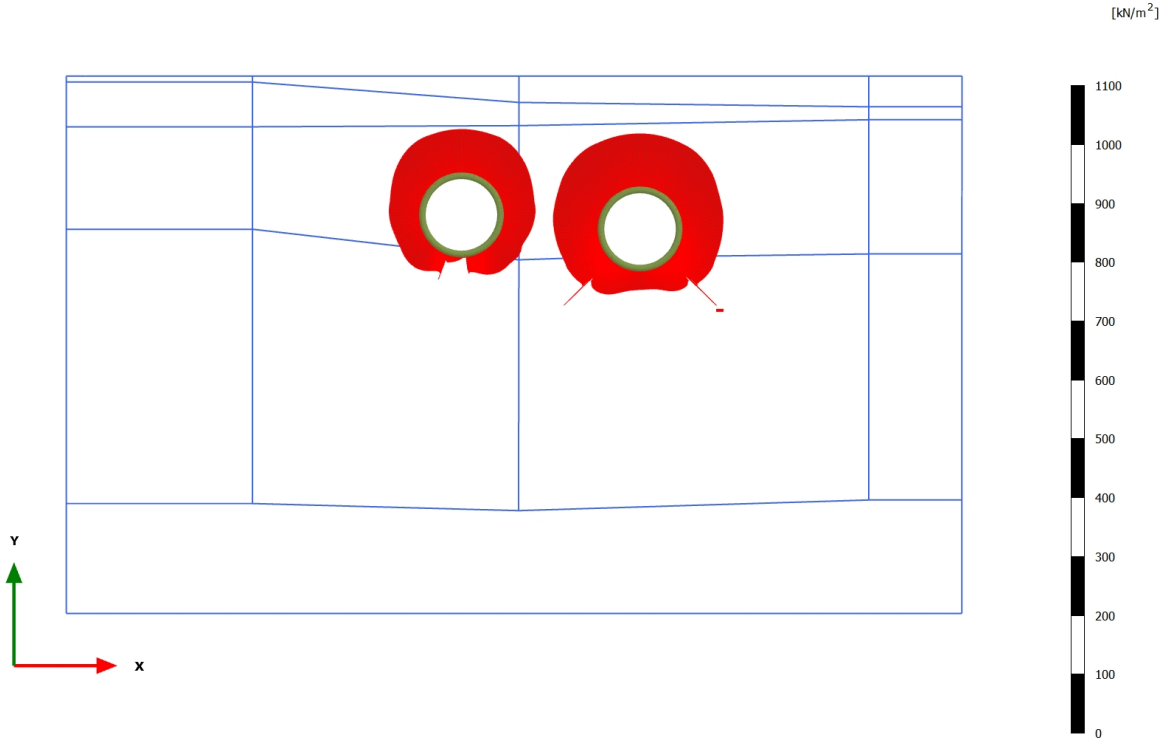


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = 0.000 kN/m^2 (Element 108 at Node 34166)

Minimum value = -124.2 kN/m^2 (Element 164 at Node 28346)

3.1.1.1.4 Calculation results, Interface, Stage 5 - Install Lining (WBT) (5/13), Effective normal stresses σ'_N

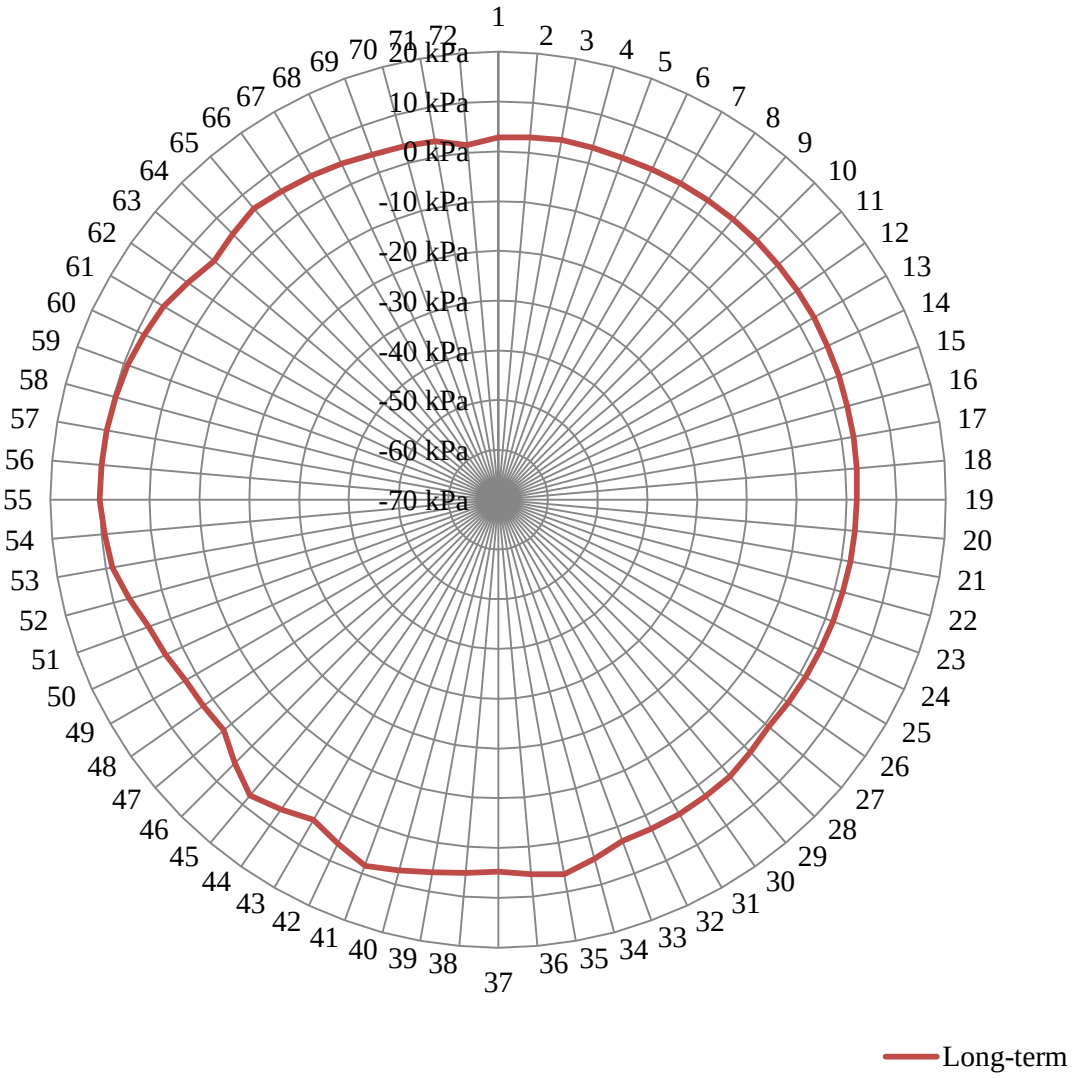


Effective normal stresses σ'_N (scaled up 0.0500 times)

Maximum value = 0.000 kN/m^2 (Element 1 at Node 14459)

Minimum value = -117.4 kN/m^2 (Element 81 at Node 34166)

Stress Change (Section DD WBT)



Appendix G
Load Cases, Combinations and Design Forces

Appendix G1 - Load Combination Summary

APPENDIX 1

DETAILS OF SEGMENTAL LINING

Safety Factors to be applied for designing segmental linings by Limit State Design Method

1. Nominal standard for material factor

Limit state	Material factor						
	Concrete		Reinforcement bar	Steel materials		Spheroidal graphite cast iron	Bolt
	Segment	Cast-in-Place		Main girder, Longitudinal rib	Skin plate		
Ultimate limit state	1.2	1.3	1.0	1.05	1.0	1.1	1.05
Serviceability limit state	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

2. Nominal standard for member factor (Concrete segment)

Limit state	Member factor					
	Main part			Segment joint	Ring joint	Hanging metal fittings
	Bending	Compression	Shear			
Ultimate limit state	1.1	1.3	1.3	1.1	1.15	1.3
Serviceability limit state	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

3. Nominal standard for load factor

Limit state	Earth pressure		Coefficient of lateral earth pressure	Water pressure	Soil reaction coefficient	Dead weight	Surcharge	Others
	Loosening pressure	Full overburden pressure						
Ultimate limit state	1.30	1.05	0.9	0.9	0.9	1.0	1.1	1.0
Serviceability limit state	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

4/ Nominal standard for structural analysis factor

Limit state	Structure analysis factor
Ultimate limit state	1.1
Serviceability limit state	1.0

5/ Nominal standard for structure factor

Limit state	Structure factor
Ultimate limit state	1.3
Serviceability limit state	1.0

Table 3-2: Selection of Critical Sections for Detailed Structural Analyses.

<table>
<tr><th>Section</th><th>A-A</th><th>B-B</th><th>C-C</th></tr>
<tr><td>WBT Low GWL</td><td>CASE 1:
Minimum Earth Pressure- max. bending moment
Minimum GWL</td><td>CASE 2:
Minimum Earth Pressure.
Minimum GWL
Balanced heavy building load</td><td>CASE 3:
Minimum Earth Pressure.
Minimum GWL
Unbalanced heavy building load</td></tr>
<tr><td>WBT High GWL</td><td colspan="3" rowspan="2">Low GWL is the critical than High GWL for shallow tunnel since increase of axial force due to High GWL will enhance the structure capacity of RC lining. Therefore, High GWL is not considered in shallow tunnel.</td></tr>
<tr><td>WBT Flood GWL</td></tr>
<tr><td>EBT Low GWL</td><td rowspan="3">Tunnel level in between shallowest WBT and deepest EBT, covered by other sections.</td><td>CASE 4:
Maximum Earth Pressure
Minimum GWL
Balanced heavy building load</td><td rowspan="3">Building load is uniformly distributed in deeper ground. No unbalance effect. Thus, this case is covered by section B-B with heavier building load.</td></tr>
<tr><td>EBT High GWL</td><td>CASE 5:
Maximum Earth Pressure.
High GWL
Balanced heavy building load and surcharge</td></tr>
<tr><td>EBT Flood GWL</td><td>CASE 6:
Maximum Earth Pressure.
Maximum GWL
Balanced heavy building load</td></tr>
</table>

Note: The sections in green are considered as critical cases adopted in the design analyses in this report.

Load Combination for Structural Analysis of Shallow Tunnel under Full Overburden Earth Pressure

Load	Load Combinations											
	Serviceability Limit State				Ultimate Limit State							
	1	2	3	4	1	2	3	4	5	7	8	9
	Ground Loads and Water Pressure	Basic Building Loads	Under Construction	Operation Stage	Basic Loads	Basic Building Loads	Under Construction			Operation Stage	Seismic Load	Seismic Load
			Building Load and Effect of Adjacent Tunnel	Railway Load and Building Load			Primary Grouting Pressure	Secondary Grouting Pressure[1]	Building Load and Effect of Adjacent Tunnel	Railway Load and Building Load	Seismic Load from LHS	Seismic Load from RHS
Dead Load	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Earth Load (Vertical)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05	1.05			1.05	1.05	1.05	1.05
Earth Load (Horizontal)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05*0.9[2]	1.05*0.9			1.05*0.9	1.05*0.9	1.05*0.9	1.05*0.9
Ground Water Pressure	1.00	1.00	1.00	1.00	0.9	0.9	0.90		0.9	0.9	0.9	0.9
Railway Load				1.00						1.10	1.10	1.10
Primary Grout Pressure							0.90					
Secondary Grout Pressure								1.10				
Building Load		1.00	1.00	1.00		1.10			1.10	1.10	1.10	1.10
Seismic Load (LHS)											1.00	
Seismic Load (RHS)												1.00
Effect of Adjoining Tunnel			1.00						1.00			

[1] Separate analyses were carried out for the total secondary grouting pressure. According to Japanese Code, secondary grout pressure is not critical. It need not be considered necessary in the lining analyses.
[2] A factor of 0.9 is applied on the coefficient of horizontal earth pressure according to Appendix 1, Volume 4 – Outline Design Specifications, Contract Package-1B: Civil, Underground Section from KM 0+615 to KM 2+360, Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project.

Load Combination for Structural Analysis of Shallow Tunnel under Loosening Earth Pressure

Load	Load Combinations											
	Serviceability Limit State				Ultimate Limit State							
	1	2	3	4	1	2	3	4	5	7	8	9
	Ground Loads and Water Pressure	Basic Building Loads	Under Construction	Operation Stage	Basic Loads	Basic Building Loads	Under Construction			Operation Stage	Seismic Load	Seismic Load
			Building Load and Effect of Adjacent Tunnel	Railway Load and Building Load			Primary Grouting Pressure	Secondary Grouting Pressure[3]	Building Load and Effect of Adjacent Tunnel	Railway Load and Building Load	Seismic Load from LHS	Seismic Load from RHS
Dead Load	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Earth Load (Vertical)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30	1.30
Earth Load (Horizontal)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30*0.9[4]	1.30*0.9			1.30*0.9	1.30*0.9	1.30*0.9	1.30*0.9
Ground Water Pressure	1.00	1.00	1.00	1.00	0.9	0.9	0.90		0.9	0.9	0.9	0.9
Railway Load				1.00						1.10	1.10	1.10
Primary Grout Pressure							0.90					
Secondary Grout Pressure								1.10				
Building Load		1.00	1.00	1.00		1.10			1.10	1.10	1.10	1.10
Seismic Load (LHS)											1.00	
Seismic Load (RHS)												1.00
Effect of Adjoining Tunnel			1.00						1.00			

[3] Separate analyses were carried out for the total secondary grouting pressure. According to Japanese Code, secondary grout pressure is not critical. It need not be considered necessary in the lining analyses.
[4] A factor of 0.9 is applied on the coefficient of horizontal earth pressure according to Appendix 1, Volume 4 – Outline Design Specifications, Contract Package-1B: Civil, Underground Section from KM 0+615 to KM 2+360, Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project.

Load Combination for Handling Load and Joint Checking

Load Case	1	2	3	4	5	6	7
	Segment Demoulding Check	Segment Stacking Check	Lifting of Segment Lining	Circumferential Joint Check (TBM Shoving Force)	Spalling of Joint	Bolt Capacity Check to Compress Gasket	Radial Joint Check
Dead Load	1.50	1.50	1.50				Force envelope from structural model results (ULS)
Primary Grout Pressure							
Secondary Grout Pressure							
Thrust Force of Jacks				1.10			
Gasket Closure Force					1.30 (Force envelope from Gasket Design)	1.30 (Force envelope from Gasket Design)	

Appendix G2 - Design Forces Summary

Section A-A West Bound Tunnel Load Summary (Case 1)

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Tunnel Lining Segments Design Case 1 - Section A-A West Bound Tunnel (CH 1+400)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 2/18/2016

CALCULATIONS | NOTES

Design Loads on TBM Tunnel Segments for Beam Spring Model

The TBM lining segments are designed to resist different types of loads, where the loads are specificed in the design specifications.
in the following sections.

1. Tunnel geometry and section properties

Geometry and porterties

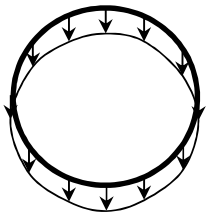
Tunnel lining external radius	R_o	=	3325	mm
Tunnel lining internal radius	R_i	=	3025	mm
Tunnel lining thickness	h	=	300	mm
Lining ring width	b	=	1200	mm/ring
Approx. tunnel crown level	CL	=	-5.8	m E.L.

2. Design loads

2a. Dead load

Lining selfweight

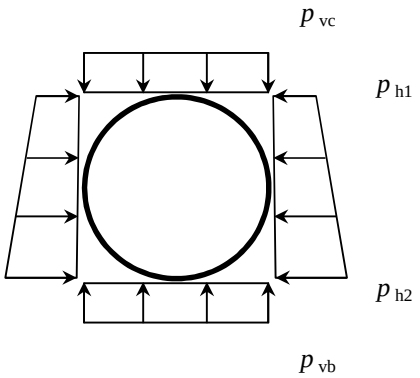
Unit weight of concrete γ_c = 26.0 kN/m^3



DL = **7.8** kPa

2b. Ground load (full overburden)

The traffic surcharge is included in the ground pressure.



Units in kPa	Low GWL	High GWL	Flood GWL
p_{vc}	137.5	#N/A	#N/A
p_{vb}	137.5	#N/A	#N/A
p_{h1}	68.7	#N/A	#N/A
p_{h2}	104.3	#N/A	#N/A

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

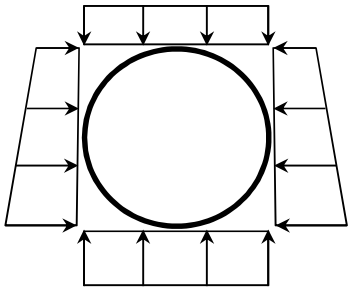
AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Tunnel Lining Segments Design Case 1 - Section A-A West Bound Tunnel (CH 1+400)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 2/18/2016

CALCULATIONS | NOTES

Design Loads on TBM Tunnel Segments for Beam Spring Model

2c. Ground water pressure (GWP)

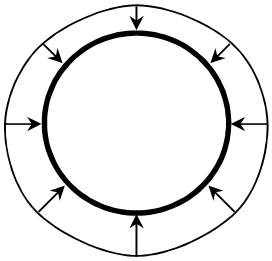
The lowest, highest and flood ground water levels are considered in the design.



Units in kPa	Low GWL	High GWL	Flood GWL
Tunnel Crown	37.96	#N/A	#N/A
Tunnel Invert	103.20	#N/A	#N/A

2d. Primary grout pressure

The primary grount pressure indicates the void filling grount pressure while the lining segments are pushed out of the TBM tail skin. The magnitude depends on the water head around the tunnel.



$P_{grout,1}$ = **50.00** kPa above hydrostatic pressure

2e. Secondary grout pressure

The secondary grount pressure indicates the back grount pressure filling the remaining voids after the primary grouting. The magnitude depends on the water head around the tunnel. According to japanese code, secondary is not critical and need not be considered in the tunnel lining structural analysis.

A separate analysis for the key segment under a total pressure of 3 bars is carried out.

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Tunnel Lining Segments Design Case 1 - Section A-A West Bound Tunnel (CH 1+400)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 2/18/2016

CALCULATIONS	NOTES

Design Loads on TBM Tunnel Segments for Beam Spring Model

2f. Existing building load

The existing building loads are determined from PLAXIS by calculating the stress change around the tunnel after adding buildings to a greenfield condition. The stress change along the tunnel lining is given in Figure 2.1, where positive indicates the increase in pressure towards the tunnel lining.

2g. Adjacent tunnel effect

The adjacent tunnel drive effect is determined from PLAXIS by calculating the stress change around the tunnel before and after the construction of the adjacent tunnel. The stress change along the tunnel lining is given in Figure 2.1, where positive indicates the increase in pressure towards the tunnel lining.

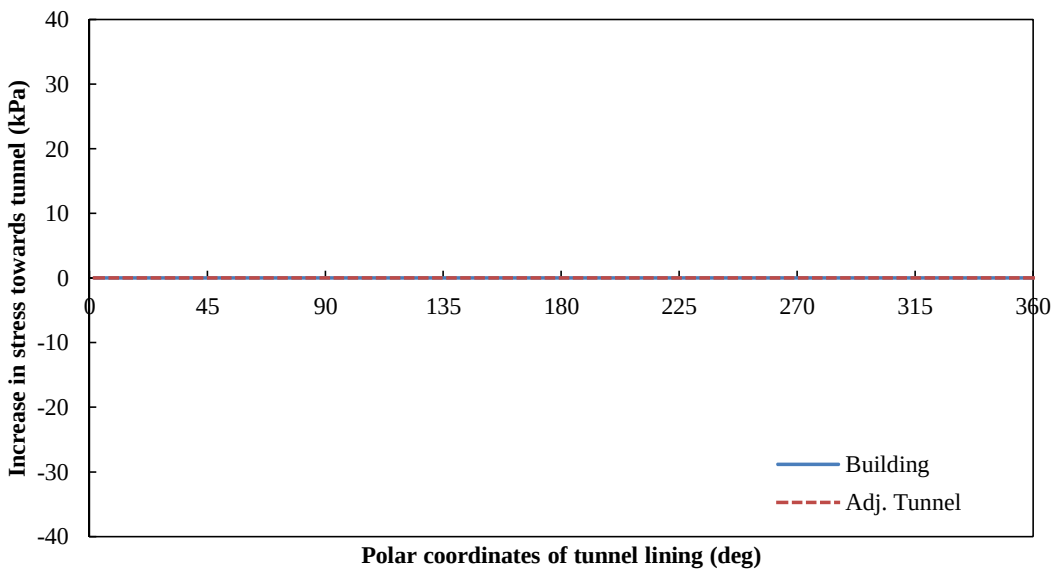
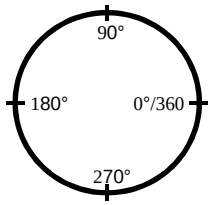


Figure 2.1. Stress change around tunnel lining

The polar coordinates:



2h. Seismic load

The seismic load case is accounted in a separate section, where a shake analysis is used to determine the seismic impact on the tunnel.

3. Subgrade reaction (ground reaction)

A full circumferential spring model is adpoted for the tunnel lining structural analysis. Thus, ground reaction is determined in the model with the ground reaction springs. The magnitude of the ground reaction force is calculated in the structural analysis computer program automatically, which is a function of the lining deflection and stiffness of the ground reaction springs.

(Table 8, Japanese Railway Code fot Shield Tunnel)

$k_s R_c$ = **21500** kPa (Sandy soil; N < 15)

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSUER WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Section AA - West Bount Tunnel - Low GWL			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 2/17/2016

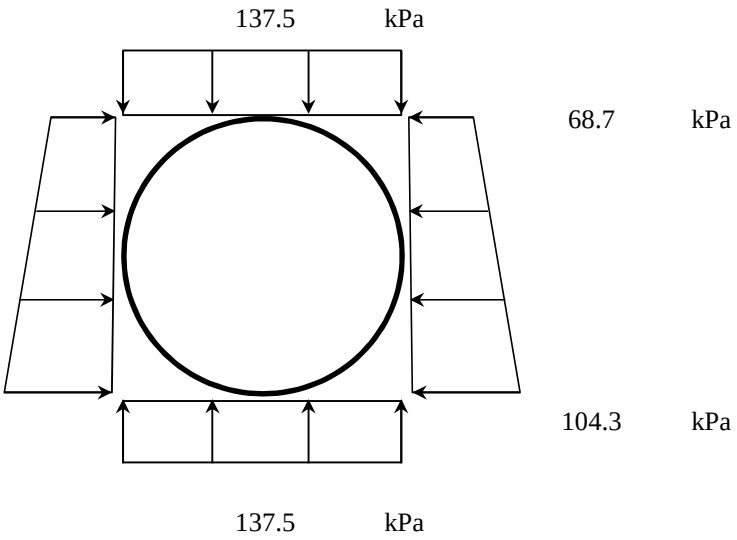
CALCULATIONS | NOTES

Effective Full Overburden Ground Pressure Applied on Tunnel

Design section **Section AA WBT LoGWL**

Existing ground level	GL	=	2.60	m EL
Tunnel crown level	CL	=	-5.80	m EL
Number of soil layers above tunnel	N	=	4	
Tunnel external diameter	D	=	6.65	m
Cofficient of lateral earth pressure	K_o	=	0.50	
Surcharge	p_0	=	15.00	kPa

Layer	Soil	Saturated?	γ (kN/m^3)	From (mEL)	To (m RL)	H (m)	σ'_v (kPa)
1	F	No	19.0	2.6	0.9	1.7	47.3
2	Ac2	No	16.5	0.9	-1.4	2.3	85.3
3	As1	No	20.5	-1.4	-1.9	0.5	96.1
4	As1	Yes	20.5	-1.9	-5.8	3.9	137.5
5					--	--	--
6					--	--	--
7					--	--	--
8					--	--	--
9					--	--	--
10					--	--	--



THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

Section B-B East Bound Tunnel Load Summary (Case 4, 5 & 6)

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Tunnel Lining Segments Design Section B-B East Bound Tunnel (CH 0+860)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 2/18/2016

CALCULATIONS | NOTES

Design Loads on TBM Tunnel Segments for Beam Spring Model

The TBM lining segments are designed to resist different types of loads, where the loads are specificed in the design specifications.
in the following sections.

1. Tunnel geometry and section properties

Geometry and porterties

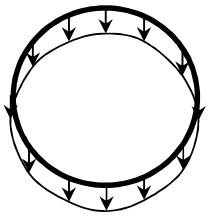
Tunnel lining external radius	R_o	=	3325	mm
Tunnel lining internal radius	R_i	=	3025	mm
Tunnel lining thickness	h	=	300	mm
Lining ring width	b	=	1200	mm/ring
Approx. tunnel crown level	CL	=	-19.5	m E.L.

2. Design loads

2a. Dead load

Lining selfweight

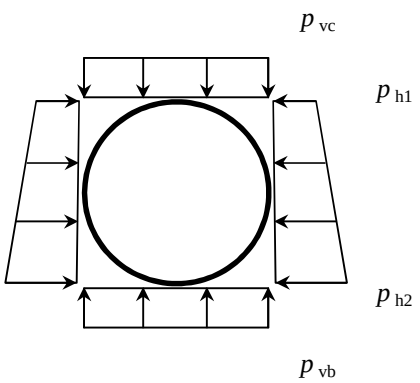
Unit weight of concrete γ_c = 26.0 kN/m^3



DL = **7.8** kPa

2b. Ground load (loosening pressure)

The traffic surcharge is included in the ground pressure.



	Case 4	Case 5	Case 6
Units in kPa	**Low GWL**	**High GWL**	**Flood GWL**
p_{vc}	126.22	110.05	104.74
p_{vb}	126.22	110.05	104.74
p_{h1}	63.11	55.02	52.37
p_{h2}	63.11	55.02	52.37

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

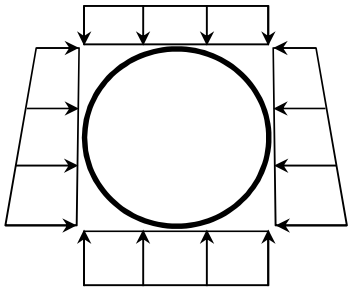
AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Tunnel Lining Segments Design Section B-B East Bound Tunnel (CH 0+860)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 2/18/2016

CALCULATIONS | NOTES

Design Loads on TBM Tunnel Segments for Beam Spring Model

2c. Ground water pressure (GWP)

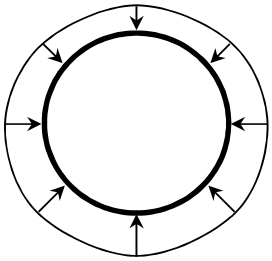
The lowest, highest and flood ground water levels are considered in the design.



Units in kPa	Low GWL	High GWL	Flood GWL
Tunnel Crown	172.36	218.08	221.90
Tunnel Invert	237.60	283.31	287.14

2d. Primary grout pressure

The primary grount pressure indicates the void filling grount pressure while the lining segments are pushed out of the TBM tail skin. The magnitude depends on the water head around the tunnel.



$P_{grout,1}$ = **150.00** kPa above hydrostatic pressure

2e. Secondary grout pressure

The secondary grount pressure indicates the back grount pressure filling the remaining voids after the primary grouting. The magnitude depends on the water head around the tunnel. According to japanese code, secondary is not critical and need not be considered in the tunnel lining structural analysis.

A separate analysis for the key segment under a total pressure of 3 bars is carried out.

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

Design Loads on TBM Tunnel Segments for Beam Spring Model

2f. Existing building load

The existing building loads are determined from PLAXIS by calculating the stress change around the tunnel after adding buildings to a greenfield condition. The stress change along the tunnel lining is given in Figure 2.1, where positive indicates the increase in pressure towards the tunnel lining.

2g. Adjacent tunnel effect

The adjacent tunnel drive effect is determined from PLAXIS by calculating the stress change around the tunnel before and after the construction of the adjacent tunnel. The stress change along the tunnel lining is given in Figure 2.1, where positive indicates the increase in pressure towards the tunnel lining.

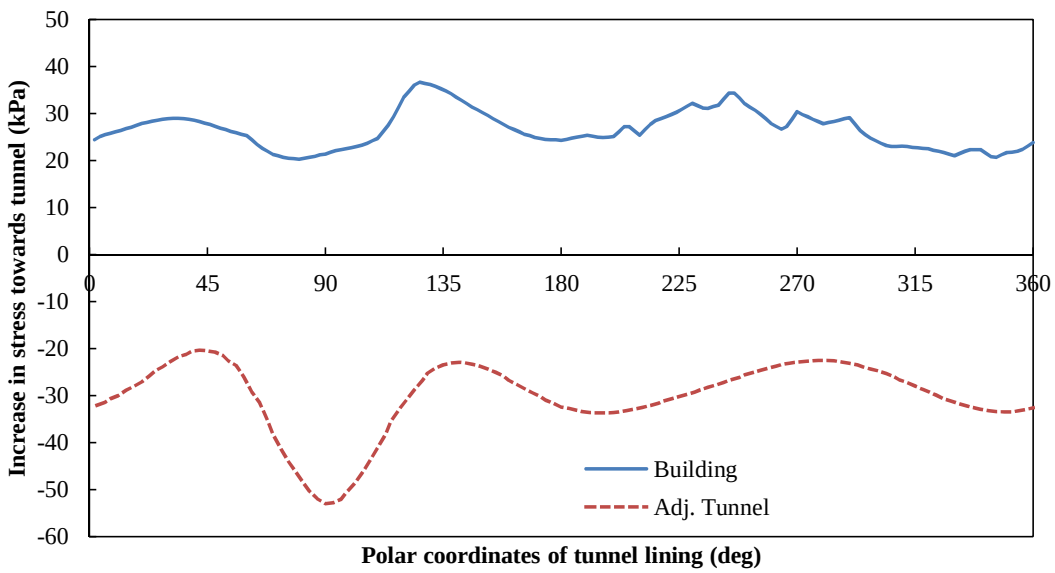
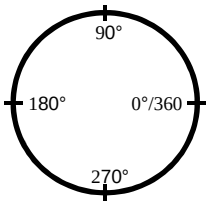


Figure 2.1. Stress change around tunnel lining

The polar coordinates:



2h. Seismic load

The seismic load case is accounted in a separate section, where a shake analysis is used to determine the seismic impact on the tunnel.

3. Subgrade reaction (ground reaction)

A full circumferential spring model is adpoted for the tunnel lining structural analysis. Thus, ground reaction is determined in the model with the ground reaction springs. The magnitude of the ground reaction force is calculated in the structural analysis computer program automatically, which is a function of the lining deflection and stiffness of the ground reaction springs.

(Table 8, Japanese Railway Code fot Shield Tunnel)

$k_s R_c$ = **26200** kPa (Sandy soil; Avg. N = 20.2)

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSUER WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

Basic Loads

1. INPUT

1.1 Tunnel geometry and section properties

Geometry and porterties

Diameter at centre Dc = 6.35 m

1.2 Soil parameters

Top elevation	2.73	m (RL)
Total Thickness	22.27	m
Groundwater level	-1.93	m (RL)
Surchage	15	kPa

Soil	Thickness (m)	Density (kN/m^3)	SPT N value	Cu (kN/m^2)	Effective cohesion c'	Effective friction ϕ	Ratio of Horizontal and vertical EP (K_0)
Fill	1.66	19	3		10	25	1
Ac2	2.17	16.5	2	10	0	24	1
Sand Layer 1	0.83	20.5	5		0	30	1
Sand Layer 1 (below GWL)	9.07	20.5	5		0	30	1
Sand Layer 2	8.54	20.5	15		0	33	1
Total	22.27						

2. LOADING

2.1 Vertical soil pressure

The total overburden earth pressure is the design earth pressure for the layers below:

Fill: pv1 = γ1*H1+po *pv1;* = 46.54 kN/m2 (Table 5.2.1 DSRSC-ST)

Ac2: pv2 = γ2*H2 + pv1 *pv2;* = 82.35 kN/m2

As1: pv3 = γ3 *H3 + pv2; *pv3;* = 99.36 kN/m2

As1 (below GWL): pv'3 = γ'3 *H3 + pv2; *pv'3;* = 196.32 kN/m2

Considering that the tunnel is located in Sand Layer 2 (10<N≤15), loosening earth pressure is used for the vertical earth pressure:

As2: p_{vc} *Loosening earth pressure at tunnel crown*

$$p_{vc} = B_1 * \frac{\gamma'_4 - \frac{c_4}{B_1}}{K_o \tan\phi_4} * \left(1 - e^{-K_o \tan\phi_4 * \frac{H_4}{B_1}}\right) + pv'_3 * \left(e^{-K_o \tan\phi_4 * \frac{H_4}{B_1}}\right)$$

ϕ_4 = 33

c_4 = 0

B_1 = 5.34 (Table 5.2.1 DSRSC-ST)

pvc = 126.22 kN/m2

Using the lateral pressure coefficient λ below: λ = 0.50

2.2 Lateral soil pressure

λ*pvc *ph1* = 63.11 kN/m2

p_{vs} *Loosening Earth pressure at tunnel spring Line*

$$p_{vs} = B1 * \frac{\gamma'_4 - \frac{c_4}{B_1}}{K_o \tan\phi_4} \left(1 - e^{-Kotan\phi 4 * \frac{Rc}{B1}}\right) + pvc' * \left(e^{-Kotan\phi 4 * \frac{Rc}{B1}}\right)$$

(Table 5.2.2 DSRSC-ST)

pvs = 113.92 kN/m2

Since pvs<pvc, ph1=ph2

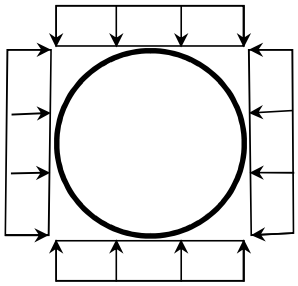
ph2 = 63.11 kN/m2

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSUE OFFICE
CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

Basic Loads

The traffic surcharge is included in the ground pressure.

p_{vc} = 126.22 kPa



p_{h1} = 63.11 kPa

p_{h2} = 63.11 kPa

p_{vb} = 126.22 kPa

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Tunnel Lining Segments Design Case 5 - Section B-B (CH 0+860)-High Water Level			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 2/18/2016

CALCULATIONS | NOTES

Basic Loads

1. INPUT

1.1 Tunnel geometry and section properties

Geometry and porterties

Diameter at centre Dc = 6.35 m

1.2 Soil parameters

Top elevation	2.73	m (RL)
Total Thickness	22.27	m
Groundwater level	2.73	m (RL)
Surchage	15	kPa

Soil	Thickness (m)	Density (kN/m^3)	SPT N value	Cu (kN/m^2)	Effective cohesion c'	Effective friction ϕ	Ratio of Horizontal and vertical EP (K_0)
Fill	1.66	19	3		10	25	1
Ac2	2.17	16.5	2	10	0	24	1
Sand Layer 1	9.9	20.5	5		0	30	1
Sand Layer 2	8.54	20.5	15		0	33	1
Total	22.27						

2. LOADING

2.1 Vertical soil pressure

The total overburden earth pressure is the design earth pressure for the layers below:

Fill: pv1 = γ'1*H1+po $pv1;$ = 30.26 kN/m2 (Table 5.2.1 DSRSC-ST)

Ac2: pv2 = γ'2*H2 + pv1 $pv2;$ = 44.77 kN/m2

As1: pv3 = γ'3 *H3 + pv2; $pv3;$ = 150.60 kN/m2

Considering that the tunnel is located in Sand Layer 2 (10<N≤15), loosening earth pressure is used for the vertical earth pressure:

As2: p_{vc} *Loosening earth pressure at crown*

$$p_{vc} = B_1 * \frac{\gamma'_4 - \frac{c_4}{B_1}}{K_o \tan\phi_4} * \left(1 - e^{-K_o \tan\phi_4 * \frac{H_4}{B_1}}\right) + pv'_3 * \left(e^{-K_o \tan\phi_4 * \frac{H_4}{B_1}}\right)$$

when 10< N<15 ϕ_4 = 33

c_4 = 0

B_1 = 5.34 (Table 5.2.1 DSRSC-ST)

pvc = 110.05 kN/m2

Using the lateral pressure coefficient Ko (λ) below:

λ = 0.50

2.2 Lateral soil pressure

λ*pvc $ph1$ = 55.02 kN/m2

p_{vs} *Loosening Earth pressure at tunnel spring line*

$$p_{vs} = B1 * \frac{\left(\gamma'4 - \frac{c4}{B1}\right)}{(Ko \tan\phi 4)} \left(1 - e^{-Ko\tan\phi 4 * \frac{Rc}{B1}}\right) + pvc' * \left(e^{-Ko\tan\phi 4 * \frac{Rc}{B1}}\right)$$

(Table 5.2.2 DSRSC-ST)

pvs = 102.93 kN/m2

Since pvs<pvc, ph1=ph2

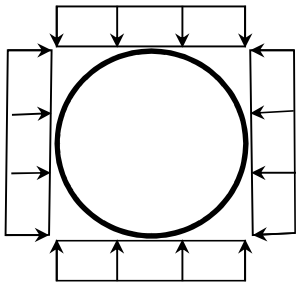
ph2=2λ*pvs-ph1 $ph2$ = 55.02 kN/m2

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

Basic Loads

The traffic surcharge is included in the ground pressure.

p_{vc} = 110.05 kPa



p_{h1} = 55.02 kPa

p_{h2} = 55.02 kPa

p_{vb} = 110.05 kPa

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

Basic Loads

1. INPUT

1.1 Tunnel geometry and section properties

Geometry and porterties

Diameter at centre Dc = 6.35 m

1.2 Soil parameters

Top elevation	2.73	m (RL)
Total Thickness	22.27	m
Groundwater level	3.12	m (RL)
Surchage	0	kPa

Soil	*Thickness (m)*	*Density (kN/m³)*	*SPT N value*	*Cu (kN/m²)*	*Effective cohesion c'*	*Effective friction ϕ*	*Ratio of Horizontal and vertical EP (K_0)*
Fill	*1.66*	*19*	*3*		*10*	*25*	*1*
Ac2	*2.17*	*16.5*	*2*	*10*	*0*	*24*	*1*
Sand Layer 1	*9.9*	*20.5*	*5*		*0*	*30*	*1*
Sand Layer 2	*8.54*	*20.5*	*15*		*0*	*33*	*1*
Total	*22.27*						

2. LOADING

2.1 Vertical soil pressure

The total overburden earth pressure is the design earth pressure for the layers below:

Fill: pv1 = γ'1*H1+po *pv1;* = 15.26 kN/m2 (Table 5.2.1 DSRSC-ST)

Ac2: pv2 = γ'2*H2 + pv1 *pv2;* = 29.77 kN/m2

As1: pv3 = γ'3 *H3 + pv2; *pv3;* = 135.60 kN/m2

Considering that the tunnel is located in Sand Layer 2 (10<N≤15), loosening earth pressure is used for the vertical earth pressure:

As2: p_{vc} *Loosening earth pressure at crown*

$$p_{vc} = B_1 * \frac{\gamma'_4 - \frac{c_4}{B_1}}{K_o \tan\phi_4} * \left(1 - e^{-K_o \tan\phi_4 * \frac{H_4}{B_1}}\right) + pv'_3 * \left(e^{-K_o \tan\phi_4 * \frac{H_4}{B_1}}\right)$$

ϕ_4 = 33

c_4 = 0

B_1 = 5.34 (Table 5.2.1 DSRSC-ST)

pvc = 104.74 kN/m2

Using the lateral pressure coefficient Ko (λ) below:

λ = 0.50

2.2 Lateral soil pressure

λ*pvc *ph1* = 52.37 kN/m2

p_{vs} *Loosening Earth pressure at tunnel spring line*

$$p_{vs} = B1 * \frac{\gamma'_4 - \frac{c_4}{B_1}}{K_o \tan\phi_4} * \left(1 - e^{-K_o \tan\phi_4 * \frac{Rc}{B_1}}\right) + pvc' * \left(e^{-Ko \tan\phi 4 * \frac{Rc}{B1}}\right)$$

(Table 5.2.2 DSRSC-ST)

pvs = 99.33 kN/m2

Since pvs<pvc, ph1=ph2

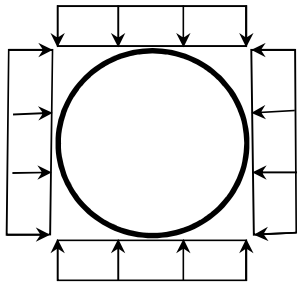
ph2=2λ*pvs-ph1 *ph2* = 52.37 kN/m2

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSUER WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

Basic Loads

The traffic surcharge is **not included** in the ground pressure.

p_{vc} = 104.74 kPa



p_{h1} = 52.37 kPa

p_{h2} = 52.37 kPa

p_{vb} = 104.74 kPa

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

Section B-B West Bound Tunnel Load Summary (Case 2)

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Tunnel Lining Segments Design Case 2 - Section B-B West Bound Tunnel (CH 0+860)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by: Oz	Date: 2/18/2016

CALCULATIONS | NOTES

Design Loads on TBM Tunnel Segments for Beam Spring Model

The TBM lining segments are designed to resist different types of loads, where the loads are specificed in the design specifications.
in the following sections.

1. Tunnel geometry and section properties

Geometry and porterties

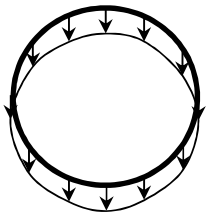
Tunnel lining external radius	R_o	=	3325	mm
Tunnel lining internal radius	R_i	=	3025	mm
Tunnel lining thickness	h	=	300	mm
Lining ring width	b	=	1200	mm/ring
Approx. tunnel crown level	CL	=	-7.2	m E.L.

2. Design loads

2a. Dead load

Lining selfweight

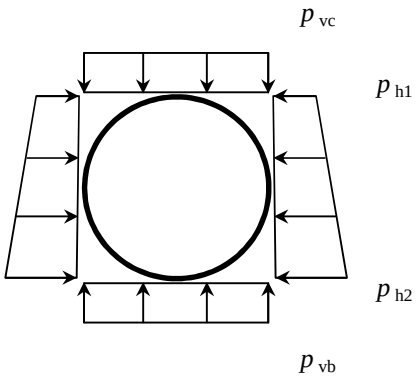
Unit weight of concrete γ_c = 26.0 kN/m^3



DL = **7.8** kPa

2b. Ground load (full overburden)

The traffic surcharge is included in the ground pressure.



Units in kPa	Low GWL	High GWL	Flood GWL
p_{vc}	155.1	#N/A	#N/A
p_{vb}	155.1	#N/A	#N/A
p_{h1}	77.5	#N/A	#N/A
p_{h2}	113.1	#N/A	#N/A

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

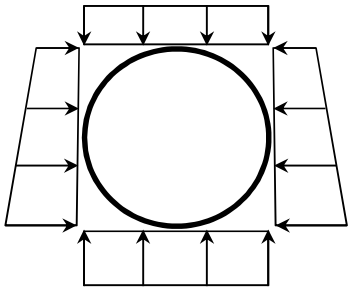
AECOM AECOM Asia Co. Ltd.	Contract Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref 60320676
	Part of structure Tunnel Lining Segments Design Case 2 - Section B-B West Bound Tunnel (CH 0+860)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by Oz	Date 2/18/2016

CALCULATIONS | NOTES

Design Loads on TBM Tunnel Segments for Beam Spring Model

2c. Ground water pressure (GWP)

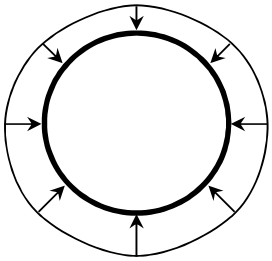
The lowest, highest and flood ground water levels are considered in the design.



Units in kPa	Low GWL	High GWL	Flood GWL
Tunnel Crown	51.70	#N/A	#N/A
Tunnel Invert	116.94	#N/A	#N/A

2d. Primary grout pressure

The primary grount pressure indicates the void filling grount pressure while the lining segments are pushed out of the TBM tail skin. The magnitude depends on the water head around the tunnel.



$P_{grout,1}$ = **50.00** kPa above hydrostatic pressure

2e. Secondary grout pressure

The secondary grount pressure indicates the back grount pressure filling the remaining voids after the primary grouting. The magnitude depends on the water head around the tunnel. According to japanese code, secondary is not critical and need not be considered in the tunnel lining structural analysis.

A separate analysis for the key segment under a total pressure of 3 bars is carried out.

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Tunnel Lining Segments Design Case 2 - Section B-B West Bound Tunnel (CH 0+860)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by: Oz	Date: 2/18/2016

CALCULATIONS | NOTES

Design Loads on TBM Tunnel Segments for Beam Spring Model

2f. Existing building load

The existing building loads are determined from PLAXIS by calculating the stress change around the tunnel after adding buildings to a greenfield condition. The stress change along the tunnel lining is given in Figure 2.1, where positive indicates the increase in pressure towards the tunnel lining.

2g. Adjacent tunnel effect

The adjacent tunnel drive effect is determined from PLAXIS by calculating the stress change around the tunnel before and after the construction of the adjacent tunnel. The stress change along the tunnel lining is given in Figure 2.1, where positive indicates the increase in pressure towards the tunnel lining.

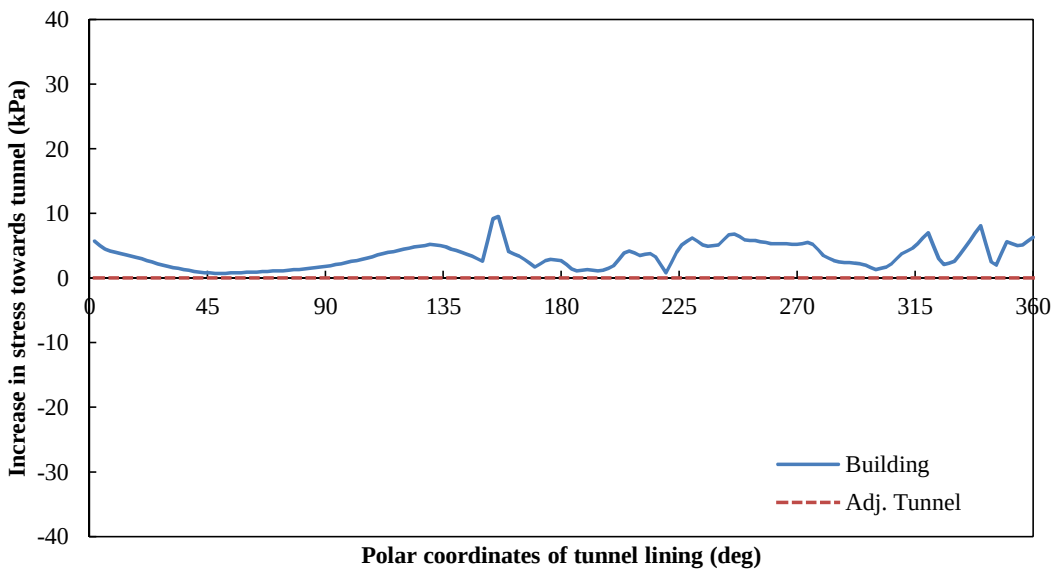
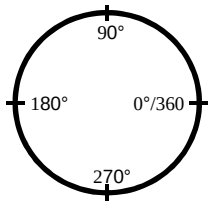


Figure 2.1. Stress change around tunnel lining

The polar coordinates:



2h. Seismic load

The seismic load case is accounted in a separate section, where a shake analysis is used to determine the seismic impact on the tunnel.

3. Subgrade reaction (ground reaction)

A full circumferential spring model is adpoted for the tunnel lining structural analysis. Thus, ground reaction is determined in the model with the ground reaction springs. The magnitude of the ground reaction force is calculated in the structural analysis computer program automatically, which is a function of the lining deflection and stiffness of the ground reaction springs.

$k_s R_c$ = **21500** kPa (Sandy soil; N < 15)

(Table 8, Japanese Railway Code fot Shield Tunnel)

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Section BB - West Bount Tunnel - Low GWL			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 2/17/2016

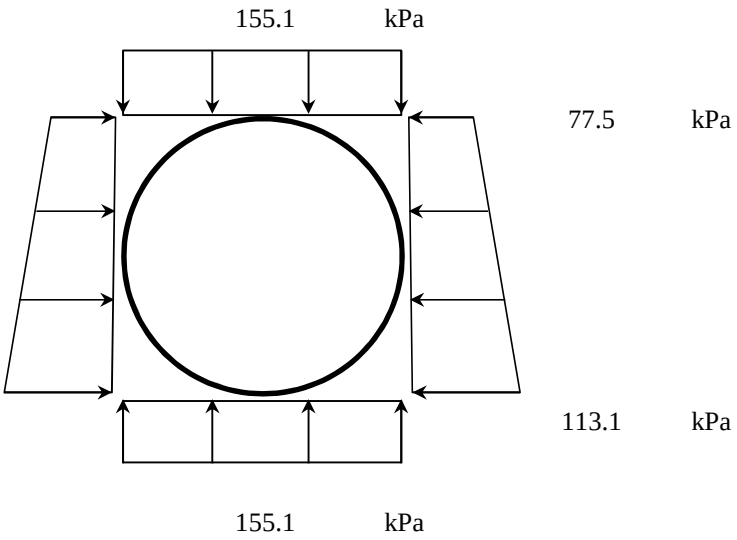
CALCULATIONS | NOTES

Effective Full Overburden Ground Pressure Applied on Tunnel

Design section **Section BB WBT LoGWL**

Existing ground level	GL	=	2.70	m EL
Tunnel crown level	CL	=	-7.20	m EL
Number of soil layers above tunnel	N	=	4	
Tunnel external diameter	D	=	6.65	m
Cofficient of lateral earth pressure	K_o	=	0.50	
Surcharge	p_0	=	15.00	kPa

Layer	Soil	Saturated?	γ (kN/m^3)	From (mEL)	To (m RL)	H (m)	σ'_v (kPa)
1	F	No	19.0	2.7	1.1	1.6	45.4
2	Ac2	No	16.5	1.1	-1.1	2.2	81.7
3	As1	No	20.5	-1.1	-1.9	0.8	98.7
4	As1	Yes	20.5	-1.9	-7.2	5.3	155.1
5					--	--	--
6					--	--	--
7					--	--	--
8					--	--	--
9					--	--	--
10					--	--	--



THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

Section C-C West Bound Tunnel Load Summary (Case 3)

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Tunnel Lining Segments Design Case 3 - Section C-C West Bound Tunnel (CH 0+980)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 2/18/2016

CALCULATIONS | NOTES

Design Loads on TBM Tunnel Segments for Beam Spring Model

The TBM lining segments are designed to resist different types of loads, where the loads are specificed in the design specifications.
in the following sections.

1. Tunnel geometry and section properties

Geometry and porterties

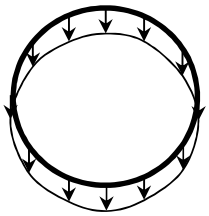
Tunnel lining external radius	R_o	=	3325	mm
Tunnel lining internal radius	R_i	=	3025	mm
Tunnel lining thickness	h	=	300	mm
Lining ring width	b	=	1200	mm/ring
Approx. tunnel crown level	CL	=	-6.9	m E.L.

2. Design loads

2a. Dead load

Lining selfweight

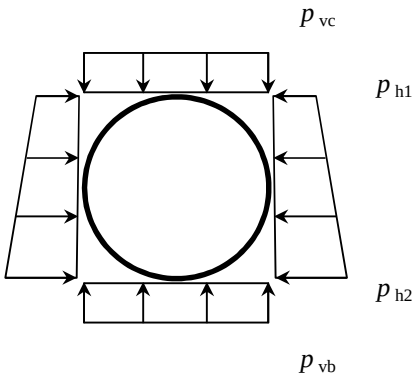
Unit weight of concrete γ_c = 26.0 kN/m^3



DL = **7.8** kPa

2b. Ground load (full overburden)

The traffic surcharge is included in the ground pressure.



Units in kPa	Low GWL	High GWL	Flood GWL
p_{vc}	139.1	#N/A	#N/A
p_{vb}	139.1	#N/A	#N/A
p_{h1}	69.6	#N/A	#N/A
p_{h2}	105.1	#N/A	#N/A

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

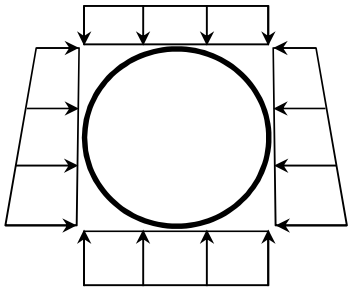
AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Tunnel Lining Segments Design Case 3 - Section C-C West Bound Tunnel (CH 0+980)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 2/18/2016

CALCULATIONS | NOTES

Design Loads on TBM Tunnel Segments for Beam Spring Model

2c. Ground water pressure (GWP)

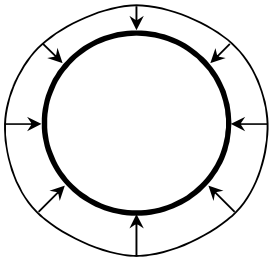
The lowest, highest and flood ground water levels are considered in the design.



Units in kPa	Low GWL	High GWL	Flood GWL
Tunnel Crown	48.76	#N/A	#N/A
Tunnel Invert	113.99	#N/A	#N/A

2d. Primary grout pressure

The primary grount pressure indicates the void filling grount pressure while the lining segments are pushed out of the TBM tail skin. The magnitude depends on the water head around the tunnel.



$P_{grout,1}$ = **50.00** kPa above hydrostatic pressure

2e. Secondary grout pressure

The secondary grount pressure indicates the back grount pressure filling the remaining voids after the primary grouting. The magnitude depends on the water head around the tunnel. According to japanese code, secondary is not critical and need not be considered in the tunnel lining structural analysis.

A separate analysis for the key segment under a total pressure of 3 bars is carried out.

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

AECOM AECOM Asia Co. Ltd.	Contract Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref 60320676
	Part of structure Tunnel Lining Segments Design Case 3 - Section C-C West Bound Tunnel (CH 0+980)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date 2/18/2016

CALCULATIONS | NOTES

Design Loads on TBM Tunnel Segments for Beam Spring Model

2f. Existing building load

The existing building loads are determined from PLAXIS by calculating the stress change around the tunnel after adding buildings to a greenfield condition. The stress change along the tunnel lining is given in Figure 2.1, where positive indicates the increase in pressure towards the tunnel lining.

2g. Adjacent tunnel effect

The adjacent tunnel drive effect is determined from PLAXIS by calculating the stress change around the tunnel before and after the construction of the adjacent tunnel. The stress change along the tunnel lining is given in Figure 2.1, where positive indicates the increase in pressure towards the tunnel lining.

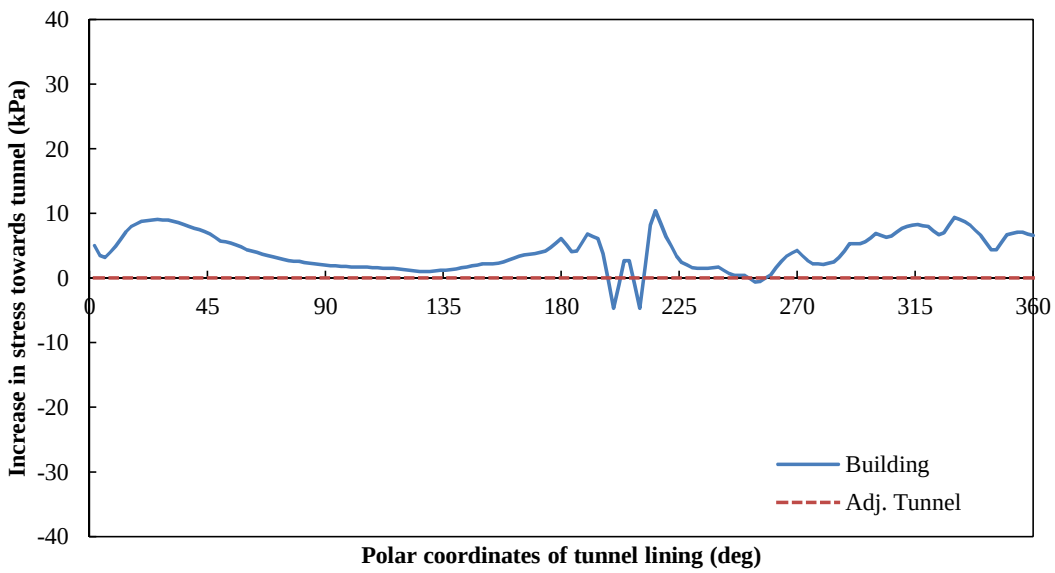
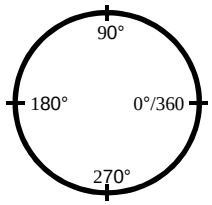


Figure 2.1. Stress change around tunnel lining

The polar coordinates:



2h. Seismic load

The seismic load case is accounted in a separate section, where a shake analysis is used to determine the seismic impact on the tunnel.

3. Subgrade reaction (ground reaction)

A full circumferential spring model is adpoted for the tunnel lining structural analysis. Thus, ground reaction is determined in the model with the ground reaction springs. The magnitude of the ground reaction force is calculated in the structural analysis computer program automatically, which is a function of the lining deflection and stiffness of the ground reaction springs.

$k_s R_c$ = **21500** kPa (Sandy soil; N < 15)

(Table 8, Japanese Railway Code fot Shield Tunnel)

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Section CC - West Bount Tunnel - Low GWL			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 2/17/2016

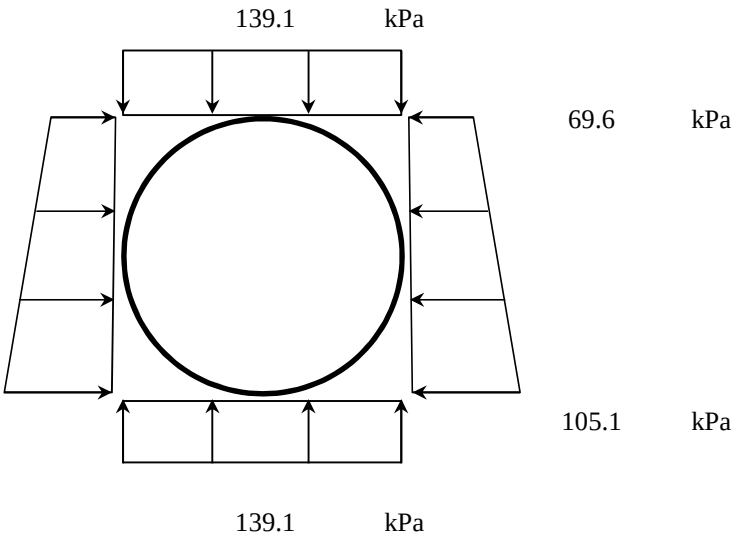
CALCULATIONS | NOTES

Effective Full Overburden Ground Pressure Applied on Tunnel

Design section **Section CC WBT LoGWL**

Existing ground level	GL	=	2.03	m EL
Tunnel crown level	CL	=	-6.90	m EL
Number of soil layers above tunnel	N	=	4	
Tunnel external diameter	D	=	6.65	m
Cofficient of lateral earth pressure	K_o	=	0.50	
Surcharge	p_0	=	15.00	kPa

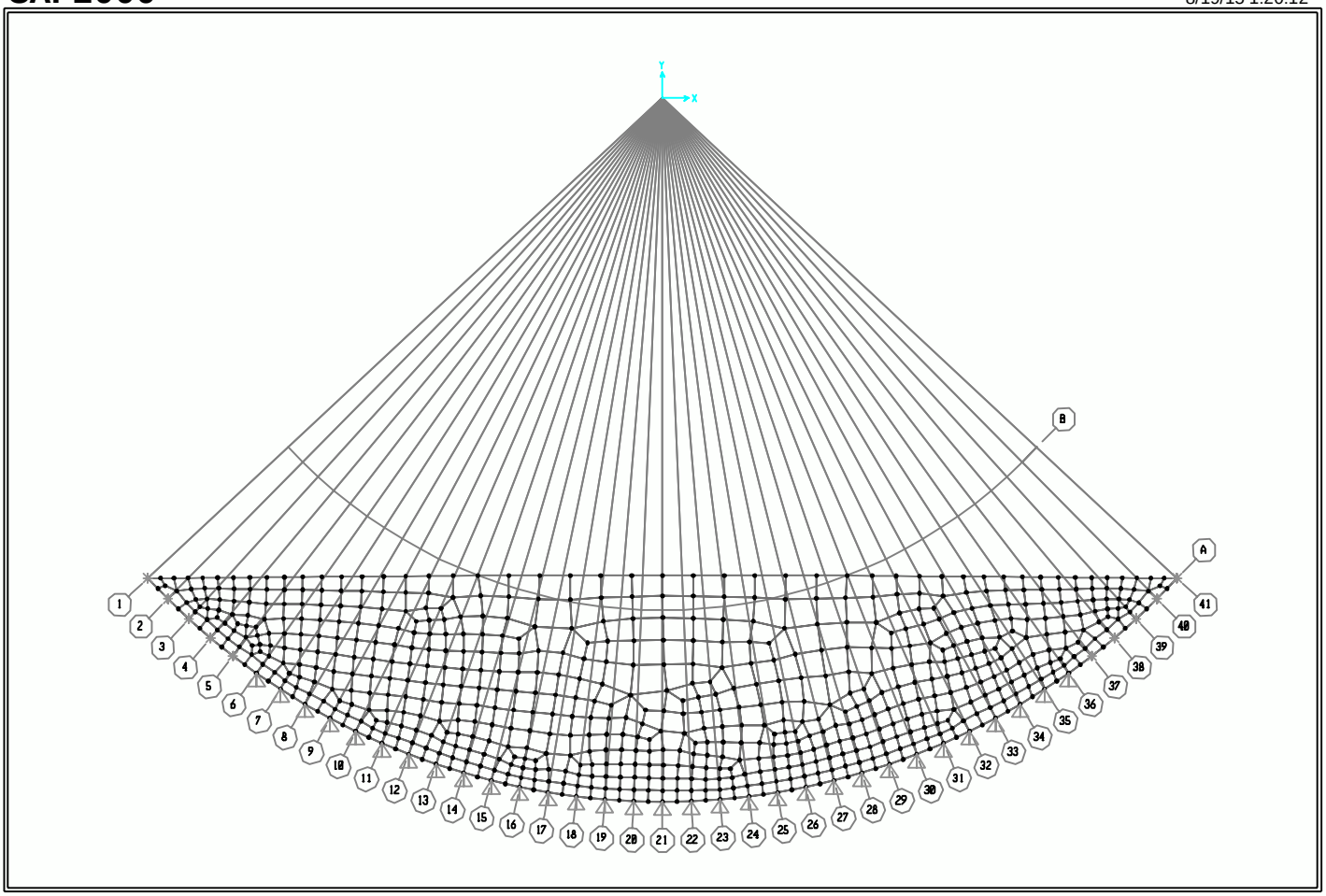
Layer	Soil	Saturated?	γ (kN/m^3)	From (mEL)	To (m RL)	H (m)	σ'_v (kPa)
1	F	No	19.0	2.0	1.1	0.9	32.7
2	Ac2	No	16.5	1.1	-1.1	2.2	69.0
3	As1	No	20.5	-1.1	-1.9	0.8	86.0
4	As1	Yes	20.5	-1.9	-6.9	5.0	139.1
5					--	--	--
6					--	--	--
7					--	--	--
8					--	--	--
9					--	--	--
10					--	--	--



THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

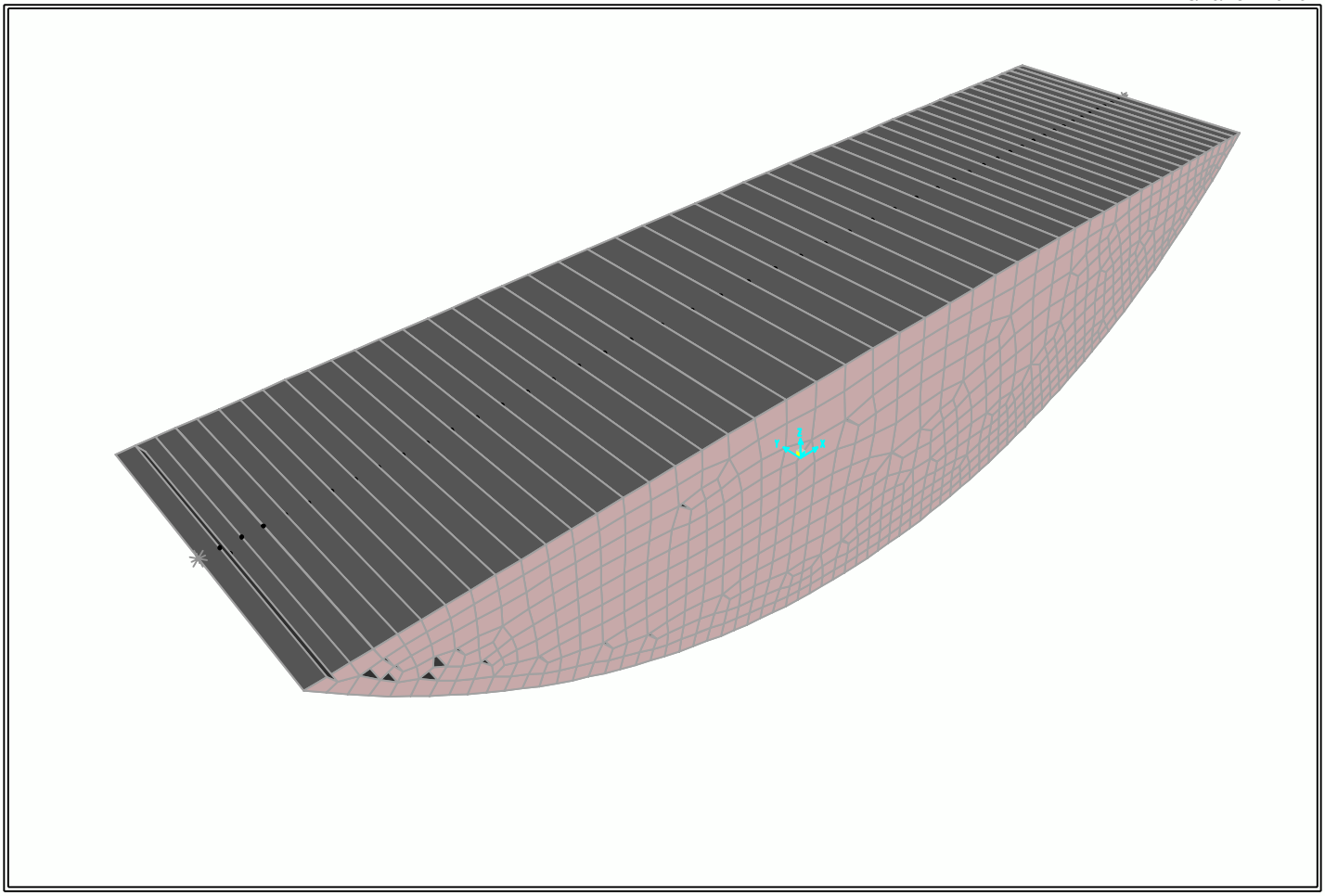
Appendix G3 - Design Force Adding on Lining due to Railway Load

SAP2000 8/19/15 1:20:12

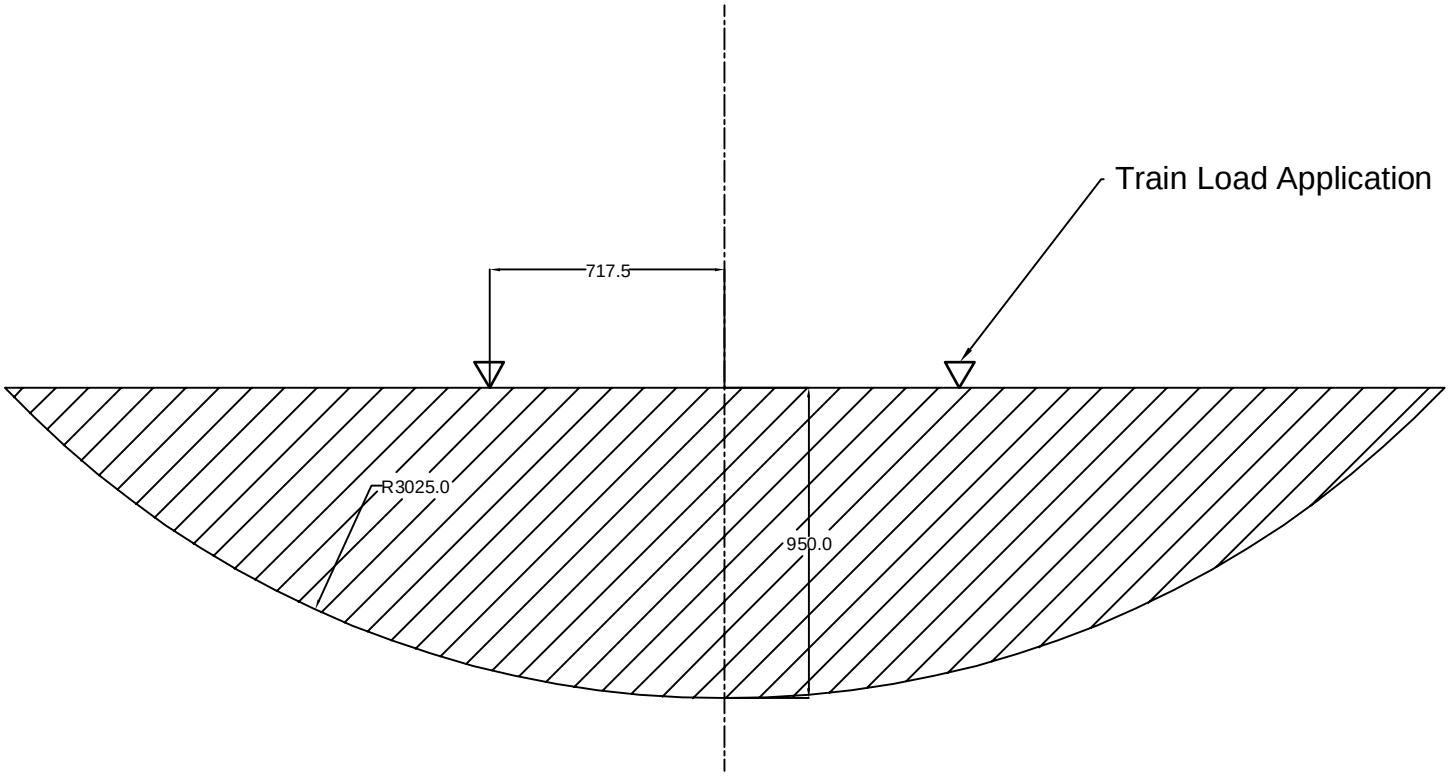


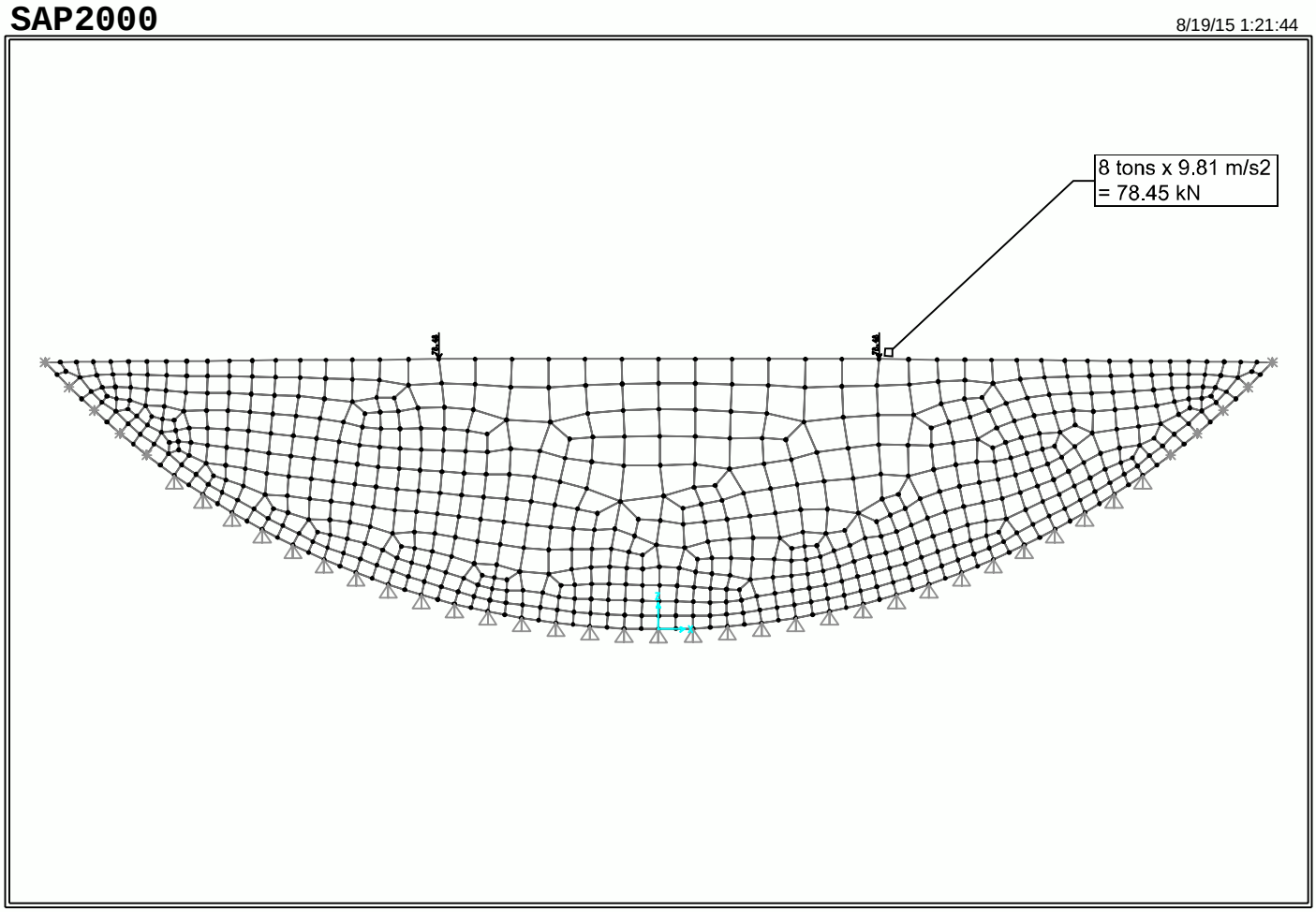
SAP2000 v12.0.2 - File:walkway(with lining) - X-Y Plane @ Z=0 - KN, m, C Units

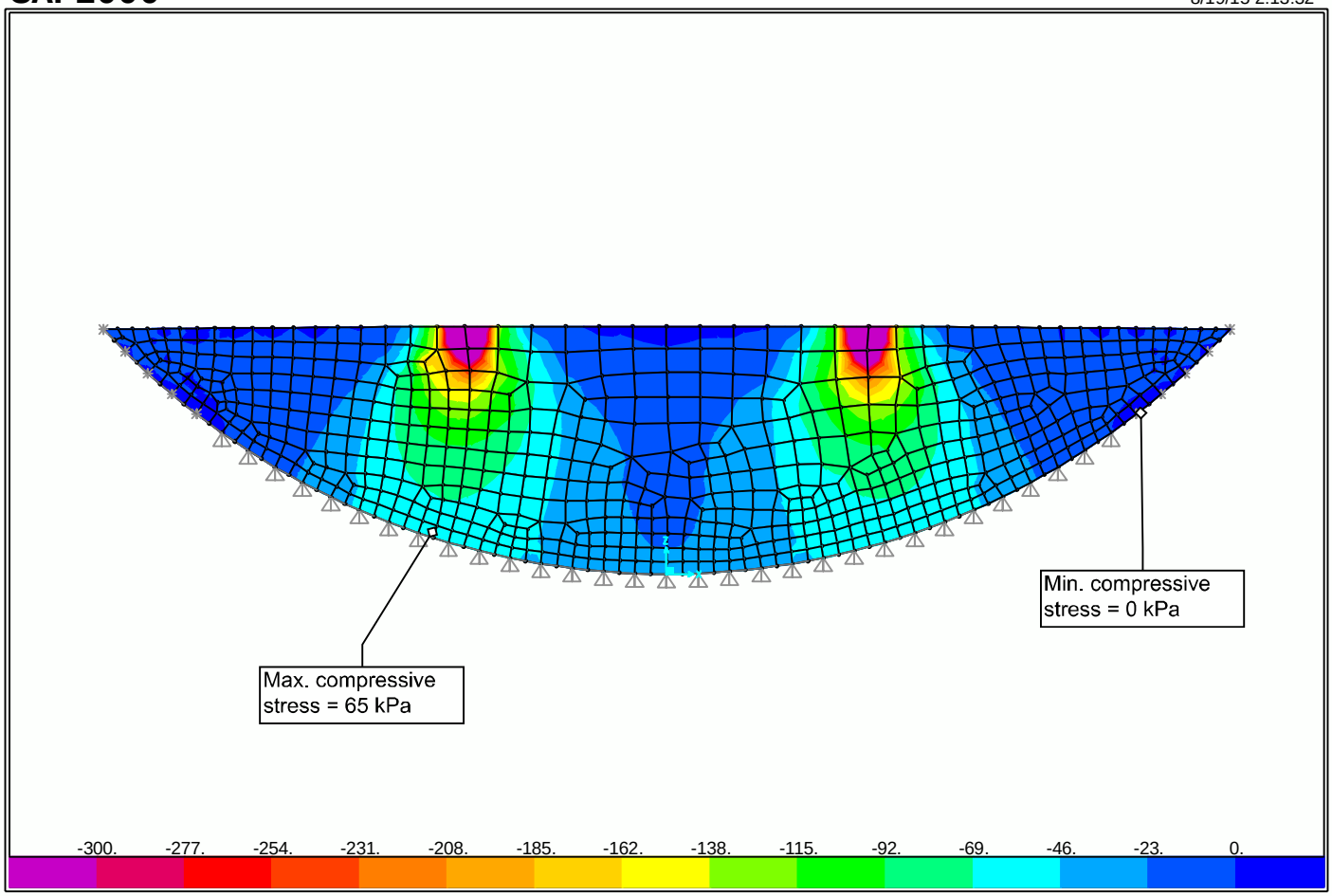
SAP2000 8/19/15 2:16:49



SAP2000 v12.0.2 - File:walkway(with lining) - 3-D View - KN, m, C Units


Train Load Application
717.5
R3025.0
950.0


SAP2000
8/19/15 1:21:44
8 tons x 9.81 m/s2
= 78.45 kN
SAP2000 v12.0.2 - File:walkway(with lining) - Joint Loads (RAIL) (As Defined) - KN, m, C Units



SAP2000 v12.0.2 - File:walkway(with lining) - Stress SMIN Diagram - Visible Face (RAIL) - KN, m, C Units

Appendix H
Springs for Beam-Spring Model

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Tunnel Lining Segment Design Roataional Spring for Structural Analysis			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 1/5/2016

CALCULATIONS | NOTES

Rotational Spring Constant Calculation

According to Leonhardt's equation, Leonhardt and Reimann: "Betongelenke", Der Bauingenieur, 41, 1966.

1. Tunnel lining segment properties

Segment joint thickness in contact	a	=	0.14	m
Width of lining segment	b	=	1.20	m
Concrete Young's modulus	E_c	=	39,000,000	kN/m^2

2. Calculation of rotational spring (under normal loads)

The rotational spring is:

$$k_\theta = 1.125\, a^2\, b\, E_c\, m\, (1 - 2\, m)^2$$

where the eccentricity ratio is:

$$m = M / (a\, N)$$

Table 2.1. Rotational spring and load eccentricity ratio

	m	k_0 (kNm/rad)
1	0.00	76,440
2	0.17	76,440
3	0.24	66,969
4	0.34	35,928
5	0.50	0

(the maximum rotational spring value occurs at m = 1/6)

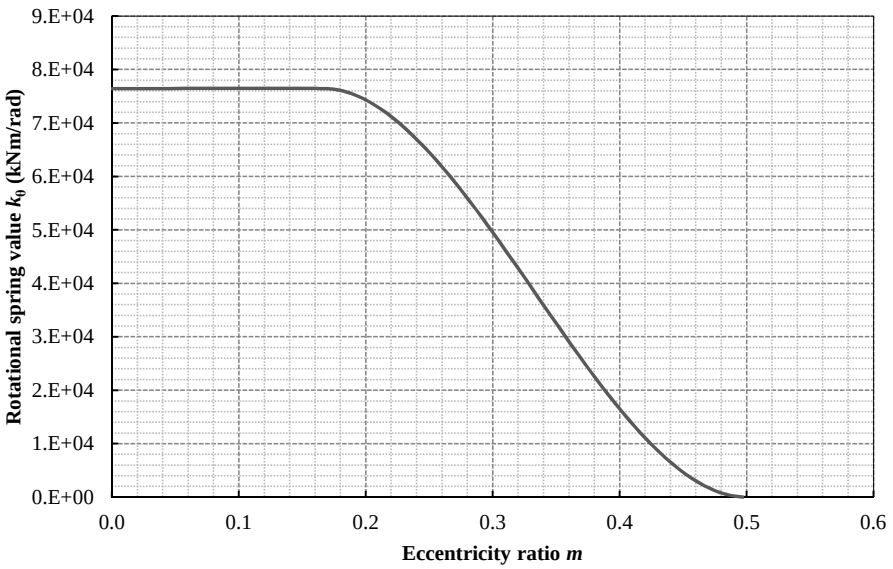


Figure 2.1. Rotational spring value versus eccentricity ratio at segment joints.

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Tunnel Lining Segment Design Roataional Spring for Structural Analysis			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 4/26/2016

CALCULATIONS | NOTES

Rotational Spring Constant Calculation

1. Tunnel lining segment properties

Segment joint thickness in contact	a	=	0.17	m
Width of lining segment	b	=	1.20	m
Concrete Young's modulus	E_c	=	39,000,000	kN/m^2

2. Calculation of rotational spring (under selfweight only)

Bolt cross-sectional area	A_b	=	1145.1	mm^2	
Bolt free length	l_s	=	0.45	m	
Young's modulus of bolt	E_s	=	210.00	kN/mm^2	
Young's modulus ratio	E_s/E_c	=	5.38	kN/mm^2	
Effective height to bolt	d^+	=	0.14	m	(positive moment)
	d^-	=	0.12	m	(negative moment)

Neutral axis location $y = \frac{nA_b}{b}\left[-1+\sqrt{1+\frac{2bd}{nA_b}}\right]$

	y^+	=	0.0331	m
	y^-	=	0.0304	m

Rotational Spring $k_\theta = \frac{A_b E_s (d-y)(d-y/3)}{l_s}$

	k_θ^+	=	7363.91	kNm/rad
	k_θ^-	=	5264.06	kNm/rad

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Tunnel Lining Segments Design Sections A-A, B-B and C-C (CH 0+860, 0+980 and 1+400)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by: MVQ	Checked by: OO	Date: 12/10/2015

CALCULATIONS	NOTES

SHEAR SPRINGS CALCULATION- FULL SHEAR

1. INPUT

1.1 Tunnel geometry and section properties

Internal Diameter	Do	=	6.05	m
External Diameter	$D1$	=	6.65	m
width	b	=	1.2	m
Thickness	h	=	0.3	m
Number of links	*Shear springs*	=	128	

1.2 Structural Condition

1.2.1 Concrete properties

Concrete Young's modulus	Ec	=	3.90E+07	kN/m2
Poisson's	v	=	0.17	

Radial shear spring

Spacing between joints in the axial direction $L_i = D_c \pi / n_j$

L_i = 0.156 m

h = 0.300 m

I = 3.51E-04 m^4

Shear spring constant in the radial direction $ksr = \frac{192EI}{(2b)^3}$ — DSRSC-ST Reference 16.12

Tangential shear spring

Spacing between joints in the axial direction Lj = 0.156

Shear spring constant in the tangential direction $kst = \frac{2LjhG}{b} = \frac{LjhE}{b(1+\nu)}$ — DSRSC-ST Reference 16.14

Case A. Concrete Segment Stiffness

k_{sr} = 1.90E+05 kN/m

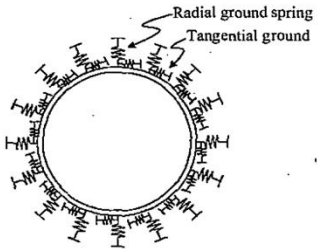
k_{st} = 1.30E+06 kN/m

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

SOIL SPRINGS

The subgrade reaction is determined according to DSRSC–ST Table 8 full circumference spring model.

Soil spring k in the radial direction



Full circumference spring model

Ground Interaction Model

	Type of soil	During backfill injection and hardening*1	After backfill injection and hardening*2	Approx. N value
Sandy soil	Extremely dense	35.0～47.0	55.0～90.0	30≦N<50
	Dense	21.5～35.0	28.0～55.0	15≦N<30
	Moderate, loose	～21.5	～28.0	N<15
Cohesive soil	Consolidated	31.5～	46.0～	25≦N
	Hard	13.0～31.5	15.0～46.0	8≦N<25
	Moderate	7.0～13.0	7.5～15.0	4≦N<8
	Soft	3.5～ 7.0	3.8～ 7.5	2≦N<4
	Extremely soft	～3.5	～ 3.8	N<2

*1 Lateral section design with primary loads and study of loads during construction
*2 Study of impact of adjacent work, impact of earthquakes, and special loads etc.

Table 8 Value of Soil Reaction Coefficient
Tunnel Radius (in 10^3 kN/m^2)

From Table 8 DSRC-ST: $k*R_c$

Consider the borehole closer to the tunnel alignment:

Section A-A

	Shallow		Deep	
Borehole Location*	U-170 (x=-7m, y=-21.5)	ABH-4 (z=8m, y=40)	U-170 (x=-16m, y=-21.5)	ABH-4 (x=0m, y=40)
N-value	8	7	11	11
	6	6	10	10
	13	8	11	9
	10	10	15	11
	11	N/A	18	12
	11	11	17	10
Average	9.8	8.4	13.7	10.5

* Distance from tunnel
(x: horizontal and perpendicular to the longitudinal direction; y: longitudinal direction)

Section B-B

	Shallow			Deep		
Borehole Location*	U-150 (x=0, y=43)m	U-140 (x=0, y=-51)m	U-152 (x=10, y=-31)m	U-150 (x=0, y=43)m	U-140 (x=0, y=-51)m	U-152 (x=8, y=-31)m
N-value	5	8	5	21	16	12
	9	9	6	22	23	14
	12	11	5	23	24	11
	14	11	8	23	24	15
	16	20	8	25	31	15
	18	18	9	24	25	16
Average	12.3	12.8	6.8	23.0	23.8	13.8

* Distance from tunnel
(x: horizontal and perpendicular to the longitudinal direction; y: longitudinal direction)

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

SOIL SPRINGS

Ground reaction force is determined based on DSRSC–ST table 5.6.1 full circumference spring model.

Section C-C

	Shallow		Deep	
Borehole Location*	U-150 (x=0, y=-77.1)	U-152 (x=12.6, y=-62.6)	U-150 (x=0, y=-77.1)	U-152 (x=12.6, y=-62.6)
N-value	5	5	21	12
	9	6	22	14
	12	5	23	11
	14	8	23	15
	16	8	25	15
	18	9	24	16
Average	12.3	6.8	23.0	13.8

* Distance from tunnel

(x: horizontal and perpendicular to the longitudinal direction; y: longitudinal direction)

Average N-value of nearby boreholes

BB		CC		AA	
Shallow	Deep	Shallow	Deep	Shallow	Deep
10.7	20.2	9.6	18.4	9.1	12.1

Adopted Soil Spring

	Model A: Hydrostatic and Earth pressure					
Section	BB		CC		AA	
	Shallow	Deep	Shallow	Deep	Shallow	Deep
$k*R_c$ (kN/m^2)	21500	26200	21500	24600	21500	21500
k_r (kN/m^3)	6772	8252	6772	7748	6772	6772

Note: Tangential soil spring not considered in Two Ring Beam model to be conservative.

Table 8 DSRSC-ST

Adopted Soil Spring

For the self weight case, one section with the smallest spring value is taken as a conservative approach:

	Model B: Self Weight
$k*R_c$ (kN/m^2)	2150
k_r (kN/m^3)	677

Note: Tangential soil spring not considered in Two Ring Beam model to be conservative.

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

SPRING VALUE CALCULATION SUMMARY TABLE

1. TWO BEAM SPRING MODEL

All the shallow sections, west bound tunnel of Section A-A, B-B and C-C, use the minimum subgrade reaction 21,500 kN/m/m in the structural model. For deep tunnel case even Section B-B is analyzed, the average subgrade reaction is used.
For the self weight case, one section with the smallest spring value is taken as a conservative approach:

Soil Spring

Model A: Hydrostatic and Earth pressure			
Section	**Shallow**	**Deep**	**Reference**
$k*R_c$ (kN/m^2)	21500	26200	DSRSC-ST Table 8
k_r (kN/m^3)	6772	8252	

	Model B: Self Weight	Reference
$k*R_c$ (kN/m^2)	2150	DSRSC-ST Table 8
k_r (kN/m^3)	677	

Note: Tangential soil spring not considered in Two Ring Beam model to be conservative.

Spring Type	Model	Value	Reference
Rotational Spring	Hydro and earth pressure	Determined by iterations.	Leonhardt's equation 1966.
	Self Weight	k_θ^+ = 7364 kNm/rad k_θ^- = 5264 kNm/rad	JSCE
Shear Spring	Upper Bound	k_{sr} = 190,000 kN/m k_{st} = 1,300,000 kN/m	DSRSC-ST Equ. 16.12 & 16.14
	Lower Bound	k_{sr} = 0 kN/m k_{st} = 0 kN/m	Lowest possible value.

2. SPRING VALUES FOR LONGITUDINAL DESIGN

Only the west bound tunnel is considered in the longitudinal analysis becaseu it is located in loose soil comparing to the east bound tunnel. Therefore, the west bound tunnel is the most critical in the longitudinal analysis. The subgrade reaction value is taken as 28,000 kN/m/m in Table 8 of DSRSC-ST Table 8.

	Type of soil	During backfill injection and hardening*1	After backfill injection and hardening*2	Approx. N value
Sandy soil	Extremely dense	35.0～47.0	55.0～90.0	30≦N＜50
	Dense	21.5～35.0	28.0～55.0	15≦N＜30
	Moderate, loose	～21.5	～28.0	N＜15
Cohesive soil	Consolidated	31.5～	46.0～	25≦N
	Hard	13.0～31.5	15.0～46.0	8≦N＜25
	Moderate	7.0～13.0	7.5～15.0	4≦N＜8
	Soft	3.5～ 7.0	3.8～ 7.5	2≦N＜4
	Extremely soft	～3.5	～ 3.8	N＜2

*1 Lateral section design with primary loads and study of loads during construction
*2 Study of impact of adjacent work, impact of earthquakes, and special loads etc.

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

Appendix J
Structural Analysis Results using SAP2000

Structural Analysis – SAP 2000 Results

Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)
Contract Package-1b: Civil (Underground Section from KM 0+615 to KM 2+360)

This appendix is a part of the "Bored Tunnel Segmental Lining Design Report".

This appendix presents the calculation results of the finite element analysis which supported structural design. SAP2000 software is utilized; the presented graphs are plotted with Excel 2010 for the sake of easier delivery. (Numerical values can be more easily shown with the aid of Excel diagrams.)

Studied sections and the included forces in this study are summarized in the Report in Table 3-2. For convenience, the referred Table can be also find bellow for easy reference.

Table J-1: Selection of Critical Sections for Detailed Structural Analyses.

<table>
<tr><th>Section</th><th>A-A</th><th>B-B</th><th>C-C</th></tr>
<tr><td>WBT Low GWL</td><td>CASE 1:
Minimum Earth Pressure- max. bending moment
Minimum GWL</td><td>CASE 2:
Minimum Earth Pressure.
Minimum GWL
Balanced heavy building load</td><td>CASE 3:
Minimum Earth Pressure.
Minimum GWL
Unbalanced heavy building load</td></tr>
<tr><td>WBT High GWL</td><td colspan="3" rowspan="2">Low GWL is the critical than High GWL for shallow tunnel since increase of axial force due to High GWL will enhance the structure capacity of RC lining. Therefore, High GWL is not considered in shallow tunnel.</td></tr>
<tr><td>WBT Flood GWL</td></tr>
<tr><td>EBT Low GWL</td><td rowspan="3">Tunnel level in between shallowest WBT and deepest EBT, covered by other sections.</td><td>CASE 4:
Maximum Earth Pressure
Minimum GWL
Balanced heavy building load</td><td rowspan="3">Building load is uniformly distributed in deeper ground. No unbalance effect. Thus, this case is covered by section B-B with heavier building load.</td></tr>
<tr><td>EBT High GWL</td><td>CASE 5:
Maximum Earth Pressure.
High GWL
Balanced heavy building load and surcharge</td></tr>
<tr><td>EBT Flood GWL</td><td>CASE 6:
Maximum Earth Pressure.
Maximum GWL
Balanced heavy building load</td></tr>
</table>

The numerical model simulates the behavior of 2 connected tunnel rings, linked with shear springs. (See report for further details.) Both "Full shear" case (rings are linked with shear springs) and "No shear" case (rings are not linked with shear springs) are evaluated. All Excel diagrams are generated based on the outputs of SAP2000. The results of individual load combinations are distributed into 3 categories in this Appendix:

- long-term/permanent ULS load combinations;
- short-term, and seismic ULS load combinations;
- SLS load combinations.

While calculating sectional forces, only load factors have been applied during the SAP2000 analysis. Hence Excel diagrams show the sectional forces as a results of loads multiplied with related load factors (Table 3-5 to 3-7). Other factors have been considered during the reinforced concrete design, joint evaluation, etc. On the diagrams, *R1* indicates ring 1; *R2* indicates ring 2. *P* is axial sectional force, *V* is the shear sectional force, and *M* is the bending moment.

In Table J- to Table J-, the maximum and minimum sectional forces and bending moments are indicated. The related load combinations are shown in brackets after the related values. Different tables are presented for permanent, short-term and seismic ultimate limit state load combinations and for serviceability limit states (also find in the Report as Table 6-1 to 6-7.)

Table J-2: "Full Shear" Summary of Member Forces of Segmental Lining (ULS Case – Permanent load combinations)

Section	Tunnel	GWL	Ring orientation	Min. Axial Force (kN)	Max. Axial Force (kN)	Min. Shear Force (kN)	Max. Shear Force (kN)	Min. Moment (kN·m)	Max. Moment (kN·m)
A-A	WBT	Low GWL	Orientation I	-909 (1)	-451 (7)	-163 (1)	171 (1)	-198 (2)	190 (2)
			Orientation II	-915 (2)	-446 (7)	-171 (1)	168 (1)	-189 (1)	198 (1)
B-B	WBT	Low GWL	Orientation I	-1065(2)	-535 (7)	-221 (2)	226 (2)	-235 (2)	229 (2)
			Orientation II	-1052(2)	-549 (7)	-214 (2)	181 (2)	-214 (2)	241 (2)
C-C	WBT	Low GWL	Orientation I	-961 (2)	-513 (7)	-177 (1)	178 (1)	-196 (1)	195 (1)
			Orientation II	-956 (2)	-505 (7)	-174 (1)	157 (1)	-183 (2)	200 (1)
B-B	EBT	Flood GWL	Orientation I	-1617(2)	-1047(5)	-193 (5)	201 (5)	-230 (5)	232 (5)
			Orientation II	-1619(2)	-1090(5)	-221 (5)	184 (5)	-227 (5)	245 (5)
B-B	EBT	High GWL	Orientation I	-1635(2)	-1039(5)	-204 (5)	212 (5)	-240 (5)	242 (5)
			Orientation II	-1637(2)	-1084(5)	-230 (5)	192 (5)	-236 (5)	256 (5)
B-B	EBT	Low GWL	Orientation I	-1585(2)	-892(5)	-240 (5)	248 (5)	-274 (5)	277 (5)
			Orientation II	-1586(2)	-944 (5)	-262 (5)	222 (5)	-269 (5)	296 (5)

Notes: Values in ( ) are the ID number of load combinations from Table 3-5 and Table 3-6 of the Design Report. (e.g. (2) is the load combination with building load.)

Table J-3: "Full Shear" Summary of Member Forces of Segmental Lining (ULS Case – Temporary load combinations)

Section	Tunnel	GWL	Ring orientation	Min. Axial Force (kN)	Max. Axial Force (kN)	Min. Shear Force (kN)	Max. Shear Force (kN)	Min. Moment (kN·m)	Max. Moment (kN·m)
A-A	WBT	Low GWL	Orientation I	-909 (5)	-395 (3)	-163 (5)	171 (5)	-198 (5)	190 (5)
			Orientation II	-915 (5)	-392 (3)	-171 (5)	168 (5)	-189 (5)	198 (5)
B-B	WBT	Low GWL	Orientation I	-1065(5)	-441 (3)	-221 (5)	226 (5)	-235 (5)	229 (5)
			Orientation II	-1052(5)	-439 (3)	-214 (5)	181 (5)	-214 (5)	241 (5)
C-C	WBT	Low GWL	Orientation I	-961 (5)	-431 (3)	-177 (5)	169 (5)	-194 (5)	192 (5)
			Orientation II	-956 (5)	-428 (3)	-167 (5)	152 (5)	-183 (5)	189 (5)
B-B	EBT	Flood GWL	Orientation I	-1520(5)	-1047(5)	-193 (5)	201 (5)	-230 (5)	232 (5)
			Orientation II	-1521(5)	-1090(5)	-221 (5)	184 (5)	-227 (5)	245 (5)
B-B	EBT	High GWL	Orientation I	-1539(5)	-1039(5)	-204 (5)	212 (5)	-240 (5)	242 (5)
			Orientation II	-1540(5)	-1084(5)	-230 (5)	192 (5)	-236 (5)	256 (5)
B-B	EBT	Low GWL	Orientation I	-1489(5)	-892 (5)	-240 (5)	248 (5)	-274 (5)	277 (5)
			Orientation II	-1489(5)	-944 (5)	-262 (5)	222 (5)	-269 (5)	296 (5)

Notes: In case of WBT, the load combination (5) is equivalent with load combination (2), as no twin-tunnel effect affects the later built WBT.

Table J-4: "No Shear Springs" Summary of Member Forces of Segmental Lining (ULS Case – Permanent load combinations)

Section	Tunnel	GWL	Ring orientation	Min. Axial Force (kN)	Max. Axial Force (kN)	Min. Shear Force (kN)	Max. Shear Force (kN)	Min. Moment (kN·m)	Max. Moment (kN·m)
A-A	WBT	Low GWL	Orientation I	-829 (1)	-531 (7)	-84 (1)	96 (2)	-119 (1)	101 (2)
			Orientation II	-818 (1)	-517 (7)	-100 (1)	98 (2)	-93 (1)	132 (2)
B-B	WBT	Low GWL	Orientation I	-969 (2)	-638 (7)	-90 (2)	94 (1)	-98 (1)	98 (2)
			Orientation II	-960 (2)	-624 (7)	-116 (2)	107 (2)	-111 (1)	149 (2)
C-C	WBT	Low GWL	Orientation I	-883 (2)	-578 (7)	- 83 (1)	87 (2)	-119 (1)	97 (1)
			Orientation II	-875 (2)	-570 (7)	-103 (1)	100 (1)	-93 (2)	136 (1)
B-B	EBT	Flood GWL	Orientation I	-1535(2)	-1177(1)	-145 (5)	135 (5)	-135 (5)	148 (5)
			Orientation II	-1532(2)	-1167(1)	-159 (5)	158 (5)	-137 (5)	189 (5)
B-B	EBT	High GWL	Orientation I	-1548(2)	-1182(1)	-148 (5)	136 (5)	-137 (5)	158 (5)
			Orientation II	-1545(2)	-1173(1)	-163 (5)	163 (5)	-129 (5)	196 (5)
B-B	EBT	Low GWL	Orientation I	-1484(2)	-1084(1)	-148 (5)	145 (5)	-150 (5)	152 (5)
			Orientation II	-1486(2)	-1076(1)	-169 (5)	168 (5)	-161 (5)	214 (5)

Table J-5: "No Shear Springs" Summary of Member Forces of Segmental Lining (ULS Case – Temporary load combinations)

Section	Tunnel	GWL	Ring orientation	Min. Axial Force (kN)	Max. Axial Force (kN)	Min. Shear Force (kN)	Max. Shear Force (kN)	Min. Moment (kN·m)	Max. Moment (kN·m)
A-A	WBT	Low GWL	Orientation I	-829 (5)	-401 (3)	-84 (5)	96 (5)	-119 (5)	101 (5)
			Orientation II	-818 (5)	-400 (3)	-100 (5)	98 (5)	-93 (5)	132 (5)
B-B	WBT	Low GWL	Orientation I	-969 (5)	-449 (3)	-90 (5)	93 (5)	-96 (5)	98 (5)
			Orientation II	-960 (5)	-447 (3)	-116 (5)	107 (5)	-109 (5)	149 (5)
C-C	WBT	Low GWL	Orientation I	-883 (5)	-436 (3)	-80 (5)	87 (5)	-117 (5)	94 (5)
			Orientation II	-875 (5)	-436 (3)	-100 (5)	96 (5)	-93 (5)	131 (5)
B-B	EBT	Flood GWL	Orientation I	-1459(9)	-1194(5)	-145 (5)	135 (5)	-135 (5)	148 (5)
			Orientation II	-1462(8)	-1181(5)	-159 (5)	158 (5)	-137 (5)	189 (5)
B-B	EBT	High GWL	Orientation I	-1473(9)	-1199(5)	-148 (5)	136 (5)	-137 (5)	158 (5)
			Orientation II	-1477(8)	-1186(5)	-163 (5)	163 (5)	-129 (5)	196 (5)
B-B	EBT	Low GWL	Orientation I	-1409(9)	-1100(5)	-148 (5)	145 (5)	-150 (5)	152 (5)
			Orientation II	-1406(8)	-1089(5)	-169 (5)	168 (5)	-161 (5)	214 (5)

Notes: In case of WBT, the load combination (5) is equivalent with load combination (2), as no twin-tunnel effect affects the later built WBT.

Table J-6: "Full Shear" Summary of Member Forces of Segmental Lining (SLS Case)

Section	Tunnel	GWL	Ring orientation	Min. Axial Force (kN)	Max. Axial Force (kN)	Min. Shear Force (kN)	Max. Shear Force (kN)	Min. Moment (kN·m)	Max. Moment (kN·m)
A-A	WBT	Low GWL	Orientation I	-904(1)	-501(4)	-146(2)	153(3)	-173(2)	164(1)
			Orientation II	-910(1)	-494(4)	-150(1)	150(1)	-165(3)	171(2)
B-B	WBT	Low GWL	Orientation I	-1058(3)	-598(4)	-194(2)	199(2)	-205(3)	198(2)
			Orientation II	-1047(2)	-604(4)	-188(2)	162(2)	-187(3)	208(3)
C-C	WBT	Low GWL	Orientation I	-959(2)	-566(4)	-156(1)	157(1)	-171(1)	168(1)
			Orientation II	-956(2)	-558(4)	-153(1)	141(1)	-160(3)	172(1)
B-B	EBT	Flood GWL	Orientation I	-1570(2)	-1122(3)	-161(3)	164(3)	-182(3)	180(3)
			Orientation II	-1572(2)	-1153(3)	-179(3)	154(3)	-180(3)	191(3)
B-B	EBT	High GWL	Orientation I	-1579(2)	-1112(3)	-166(3)	172(3)	-189(3)	188(3)
			Orientation II	-1581(2)	-1145(3)	-186(3)	159(3)	-187(3)	199(3)
B-B	EBT	Low GWL	Orientation I	-1487(2)	-950(3)	-190(3)	197(3)	-213(3)	212(3)
			Orientation II	-1488(2)	-988(3)	-208(3)	180(3)	-210(3)	228(3)

Table J-7: "No Shear Springs" Summary of Member Forces of Segmental Lining (SLS Case)

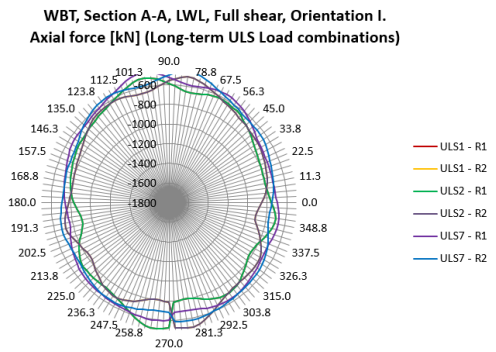
Section	Tunnel	GWL	Ring orientation	Min. Axial Force (kN)	Max. Axial Force (kN)	Min. Shear Force (kN)	Max. Shear Force (kN)	Min. Moment (kN·m)	Max. Moment (kN·m)
A-A	WBT	Low GWL	Orientation I	-834(1)	-558(4)	-76(3)	87(3)	-104(3)	87(1)
			Orientation II	-824(3)	-548(4)	-90(3)	88(3)	-80(2)	114(1)
B-B	WBT	Low GWL	Orientation I	-972(2)	-676(4)	-83(1)	86(1)	-84(1)	87(3)
			Orientation II	-965(3)	-663(4)	-105(2)	97(2)	-95(1)	129(2)
C-C	WBT	Low GWL	Orientation I	-891(2)	-614(4)	-75(1)	80(3)	-104(1)	85(1)
			Orientation II	-883(2)	-606(4)	-93(1)	91(1)	-80(2)	117(1)
B-B	EBT	Flood GWL	Orientation I	-1503(2)	-1214(1)	-124(3)	116(3)	-107(3)	117(3)
			Orientation II	-1502(2)	-1206(1)	-134(3)	135(3)	-107(3)	149(3)
B-B	EBT	High GWL	Orientation I	-1508(2)	-1214(1)	-126(3)	117(3)	-108(3)	125(3)
			Orientation II	-1506(2)	-1208(1)	-137(3)	138(3)	-102(3)	154(3)
B-B	EBT	Low GWL	Orientation I	-1406(2)	-1088(1)	-123(3)	121(3)	-117(3)	119(3)
			Orientation II	-1409(2)	-1082(1)	-140(3)	140(3)	-126(3)	166(3)

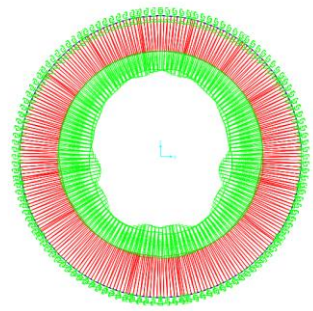
Table J-8: Self weight Model Summary of member Forces of Segmental Lining (dead load only)

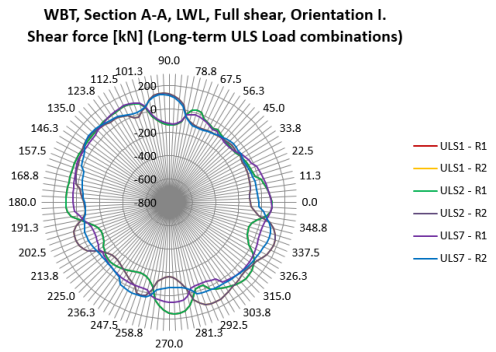
Shear-spring condition	Ring orientation	Min. Axial Force (kN)	Max. Axial Force (kN)	Min. Shear Force (kN)	Max. Shear Force (kN)	Min. Moment (kN·m)	Max. Moment (kN·m)
Full shear	Orientation I	-96.0	19.8	-43.2	38.9	-47.2	40.7
	Orientation II	-88.8	27.6	-48.1	45	-49.0	45.9
No shear springs	Orientation I.	-58.3	-1.6	-17.2	17.2	-29.1	25.5
	Orientation II	-60.3	0	-17.5	17	-27.6	28.9

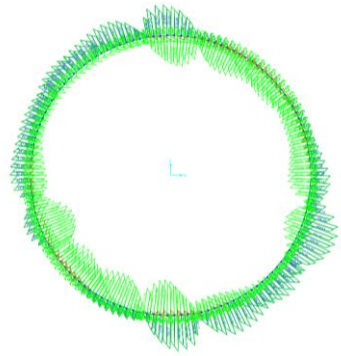
*in case of self-weight load ULS equals with SLS, as related load factor is 1.0

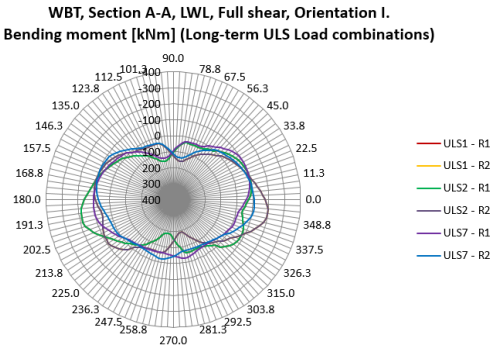
For the sake of illustration, 3 Excel diagrams and related SAP2000 figures are compared below. The scale of axis of the Excel diagrams and the SAP2000 outputs are different!

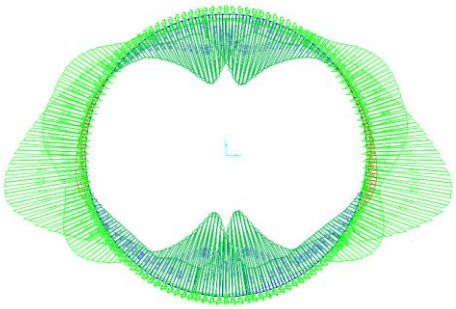




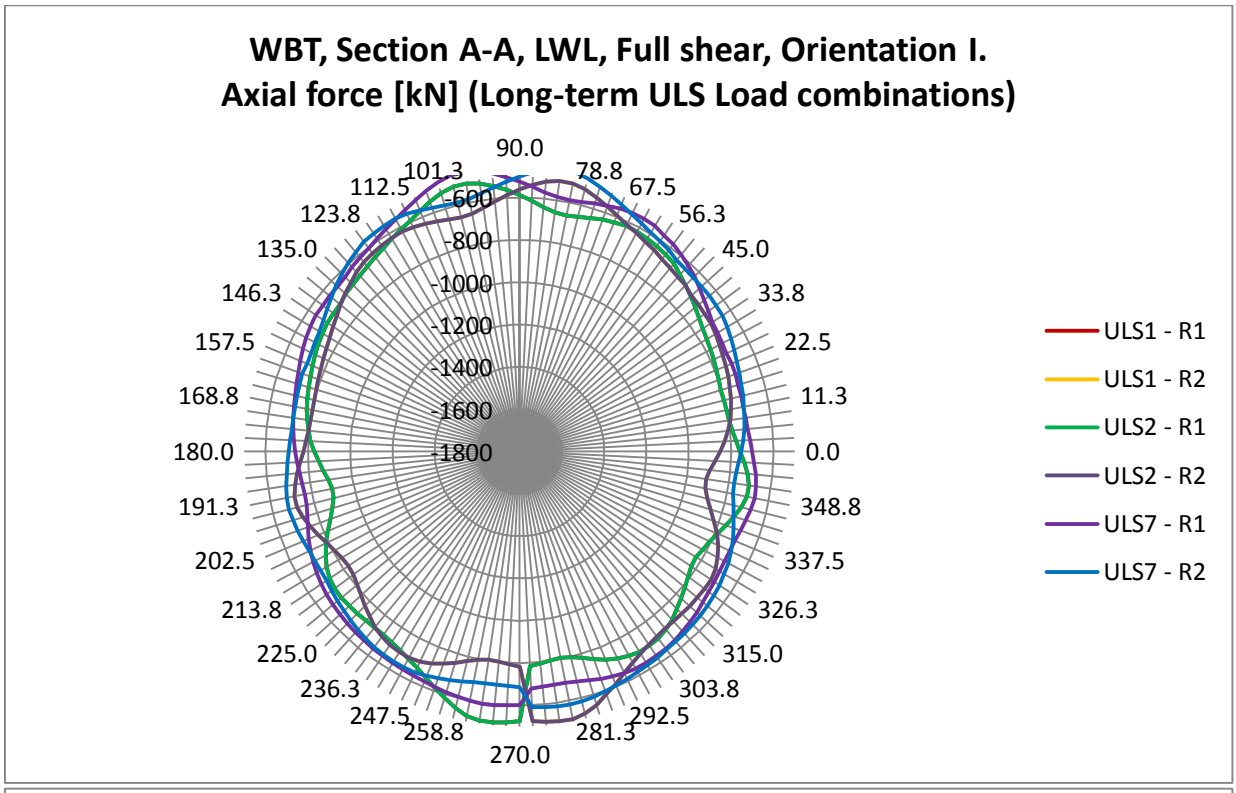


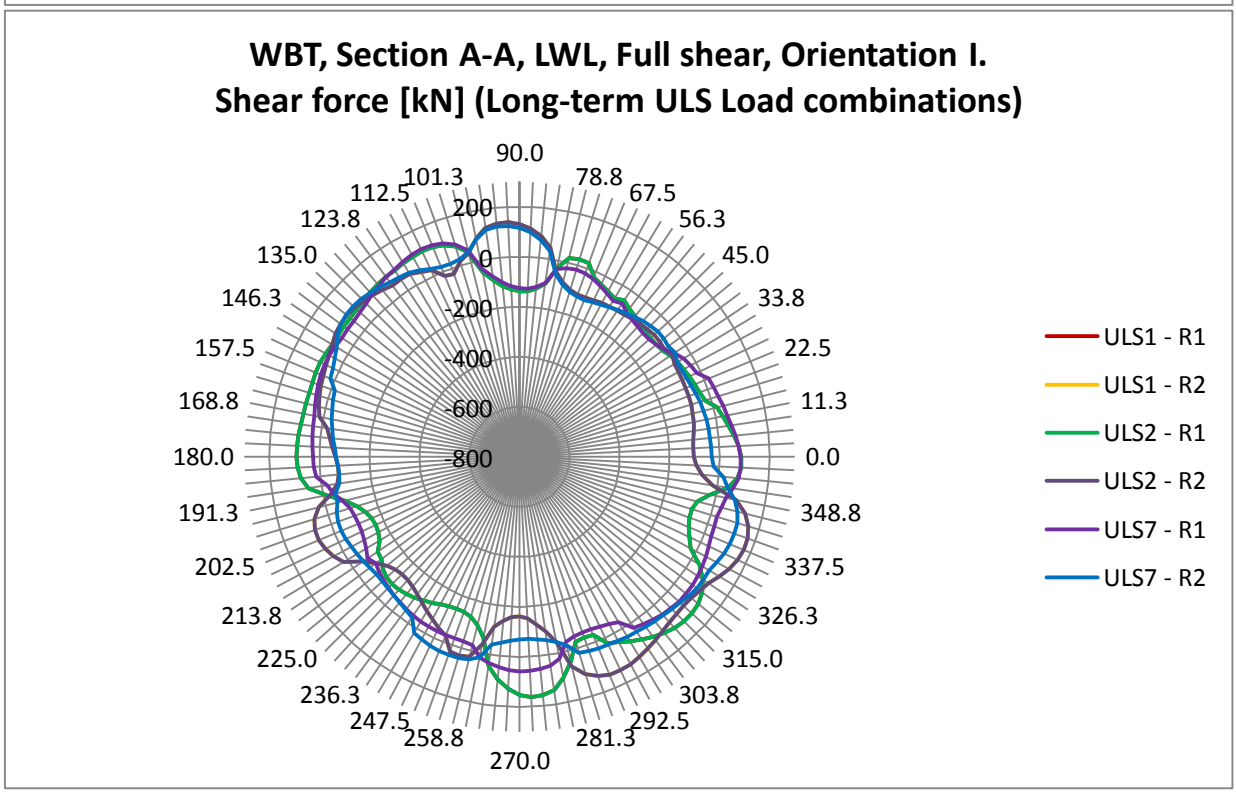


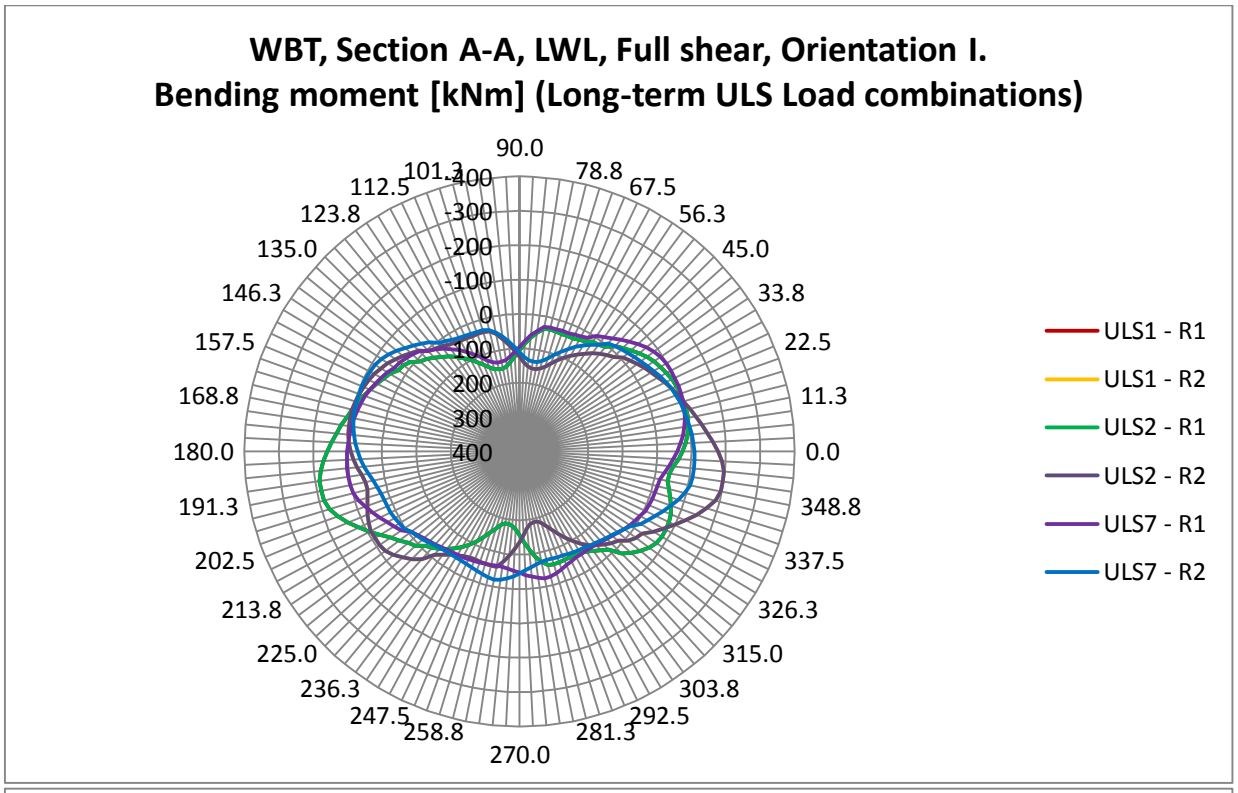


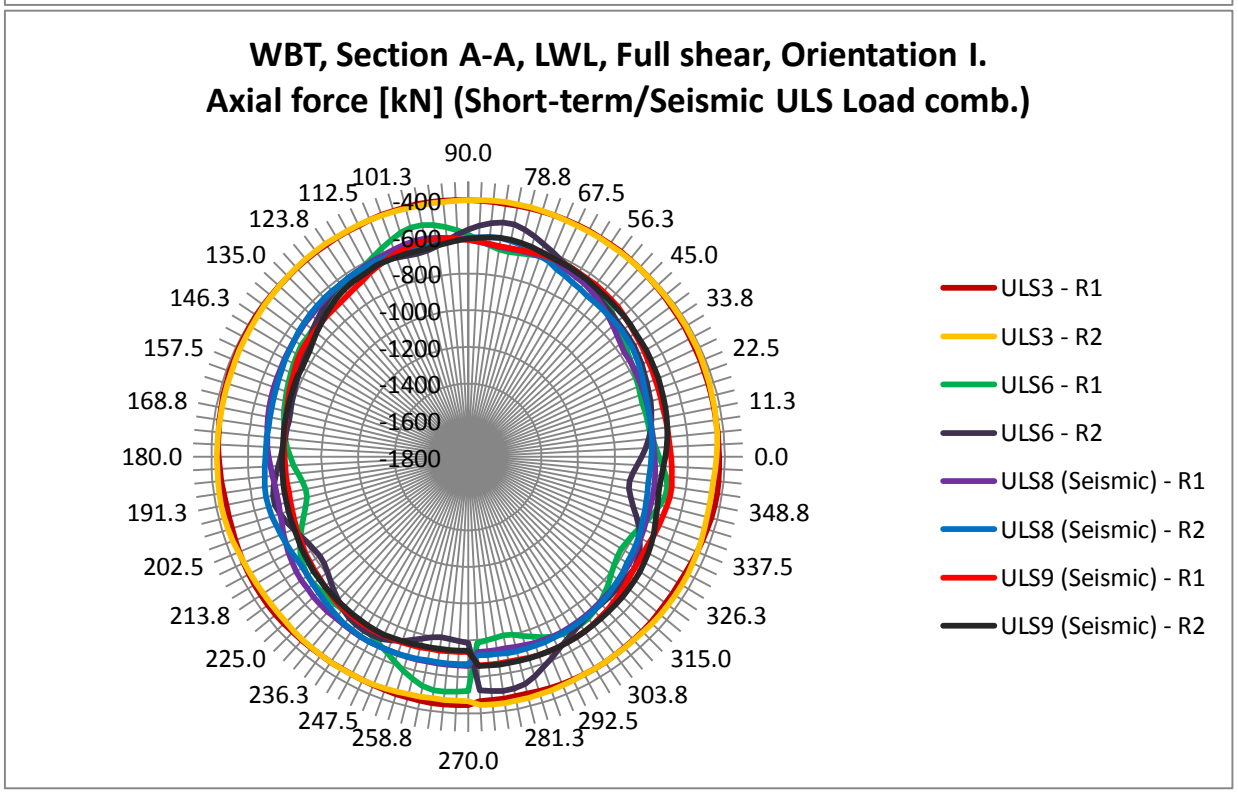


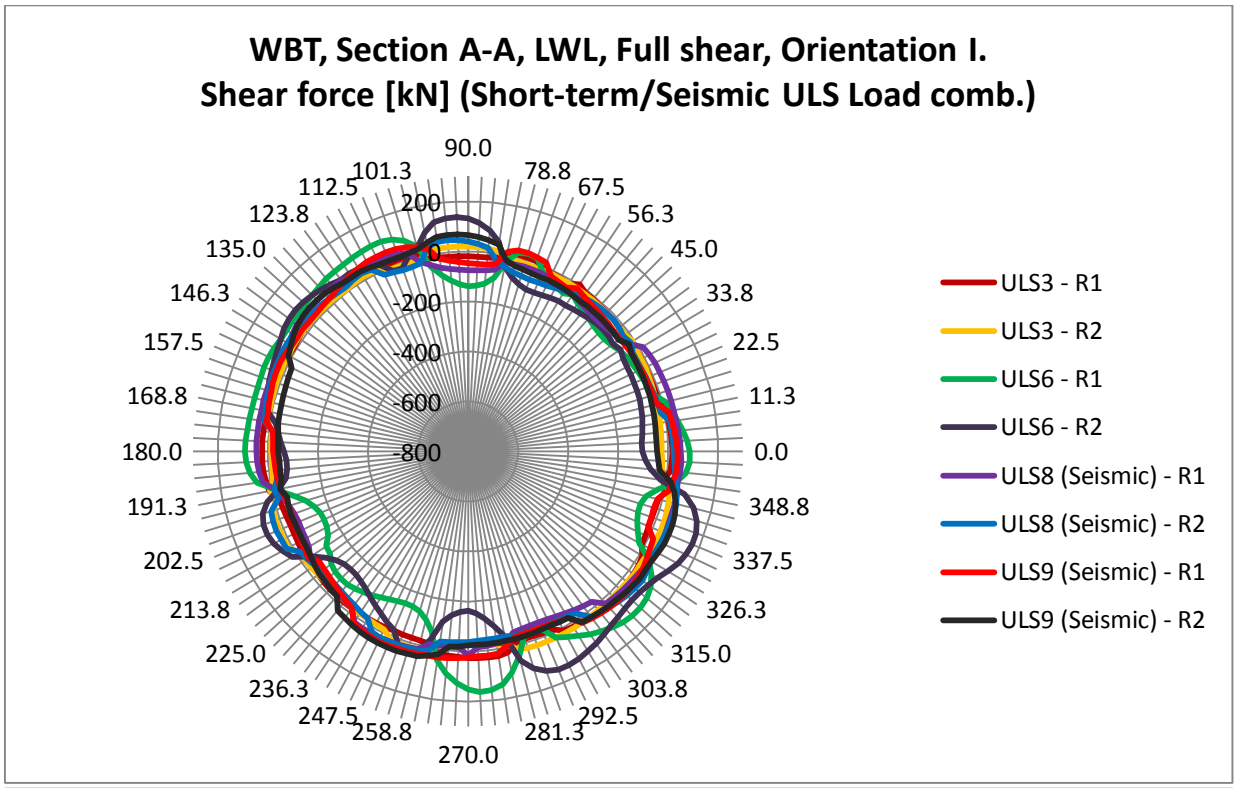
West-Boundtrack Tunnel
Section A-A
Load condition: Low Groundwater Level; Full Shear (Case 1)

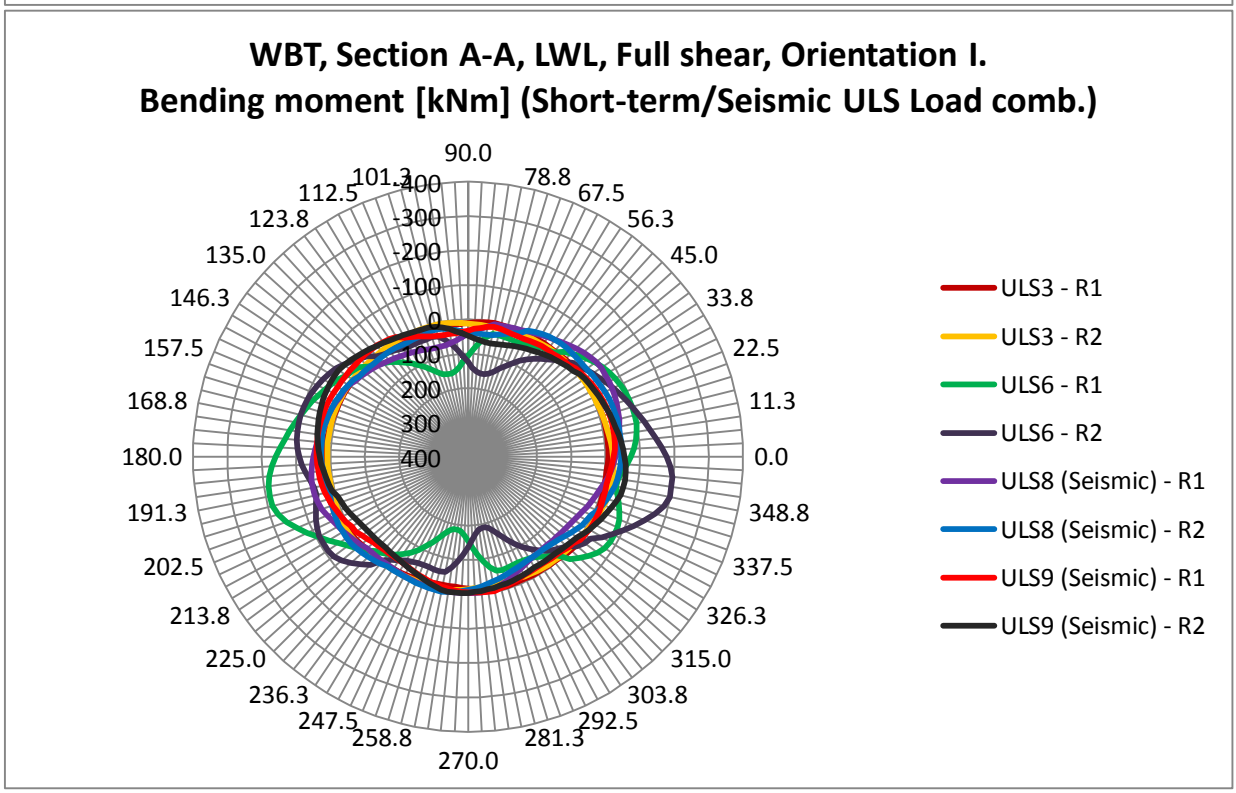

WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

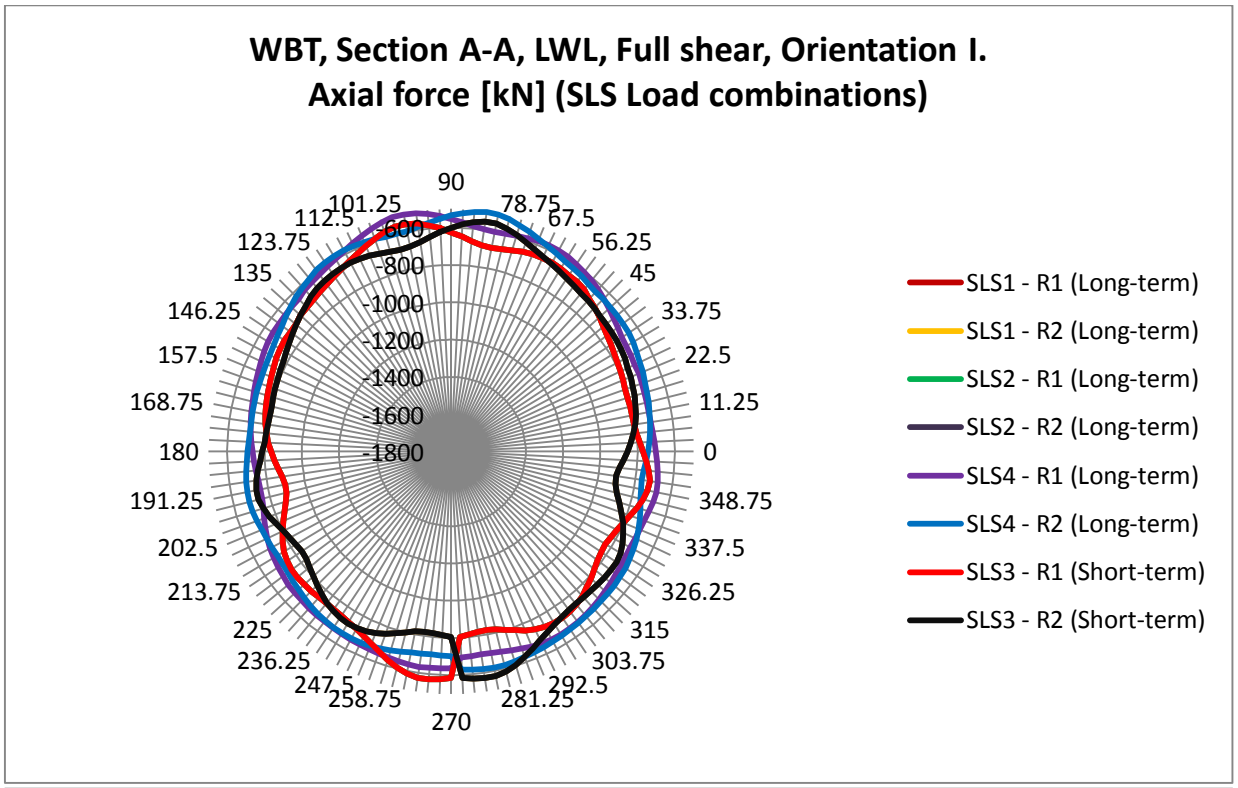

WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

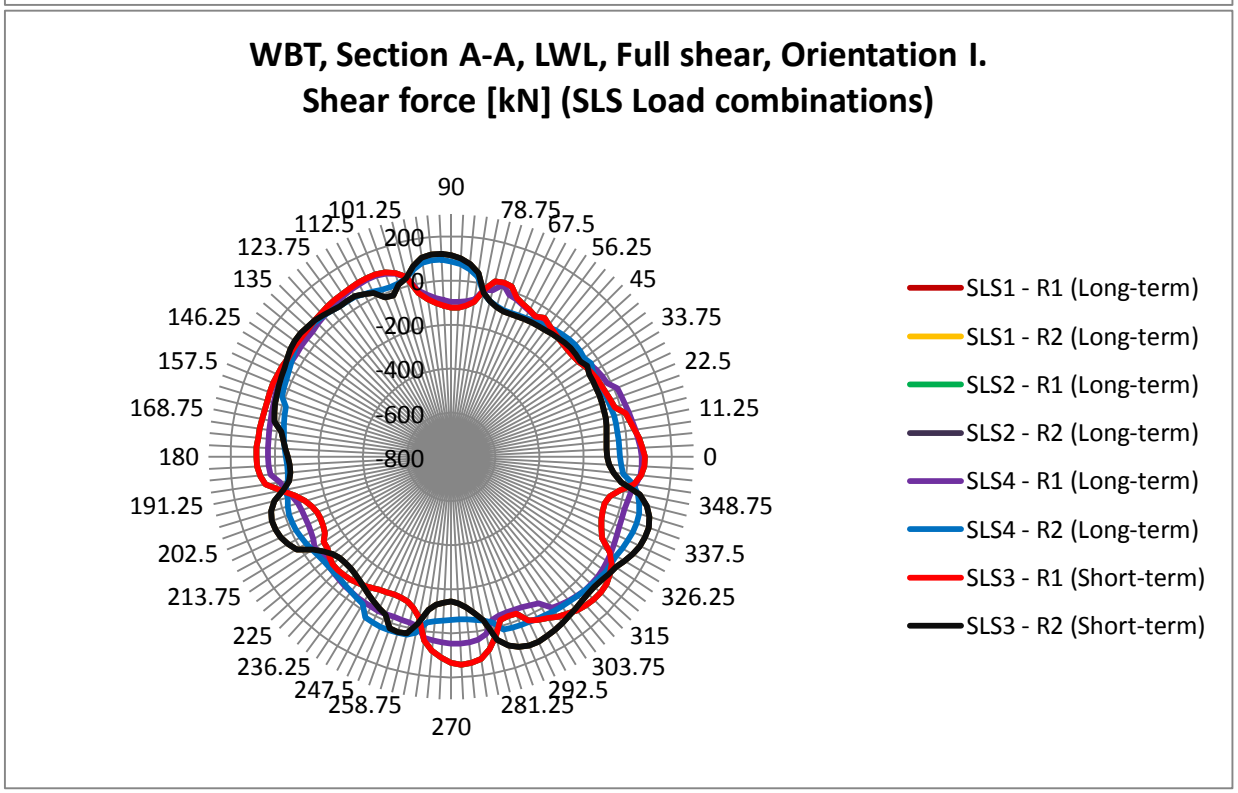

WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

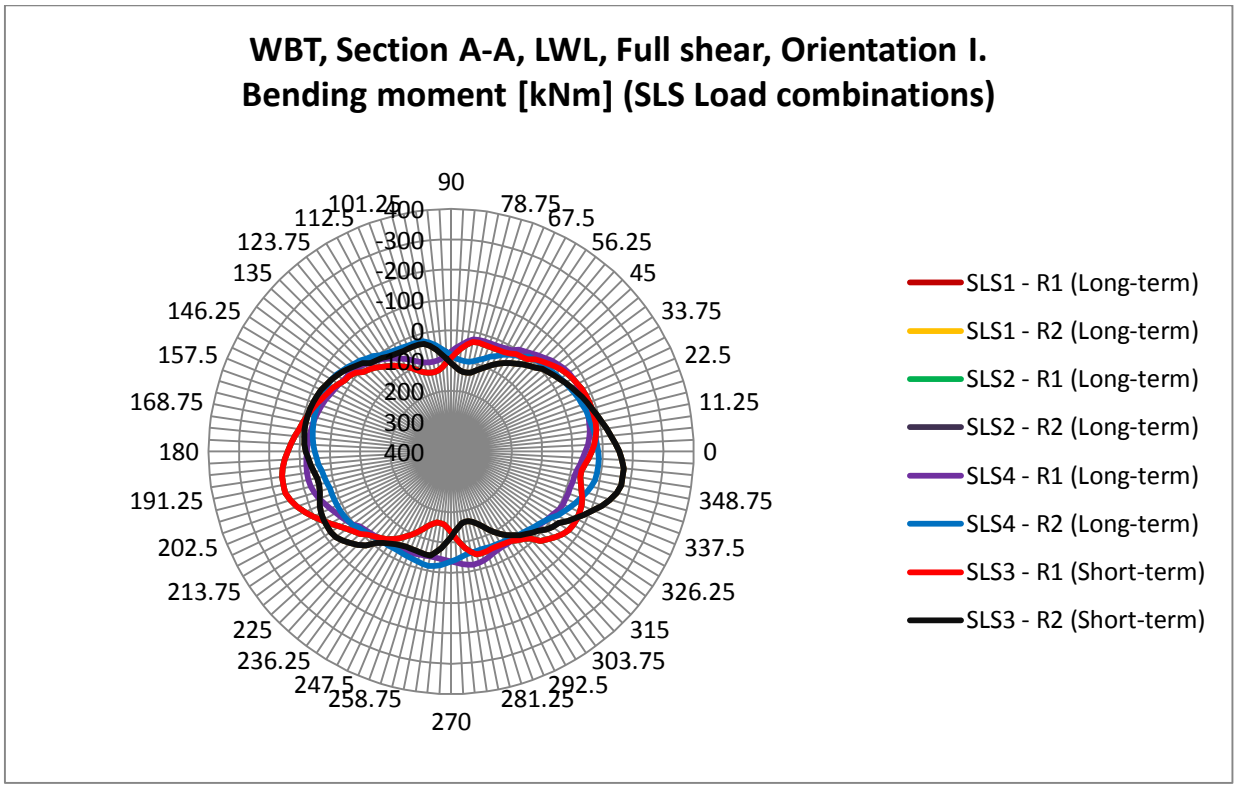

WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2


WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

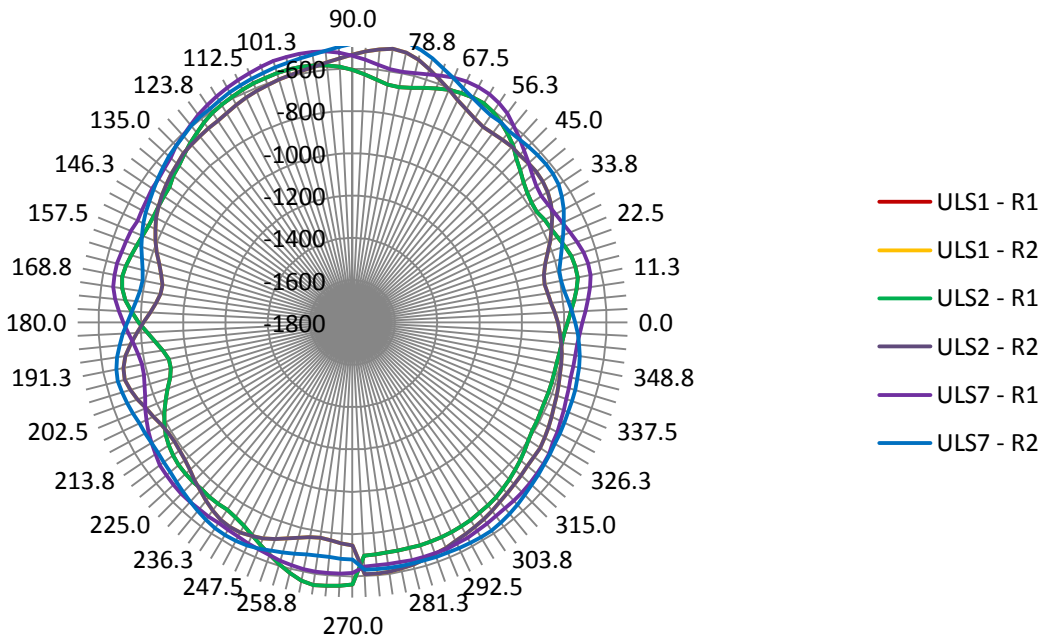

WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2


WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

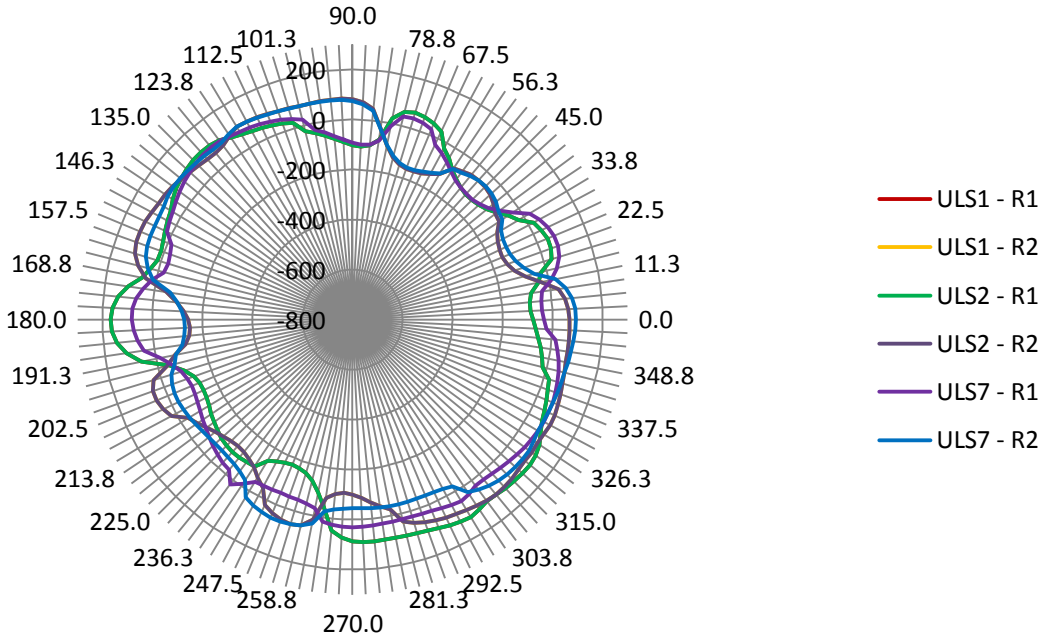

WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
200
0
-200
-400
-600
-800
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

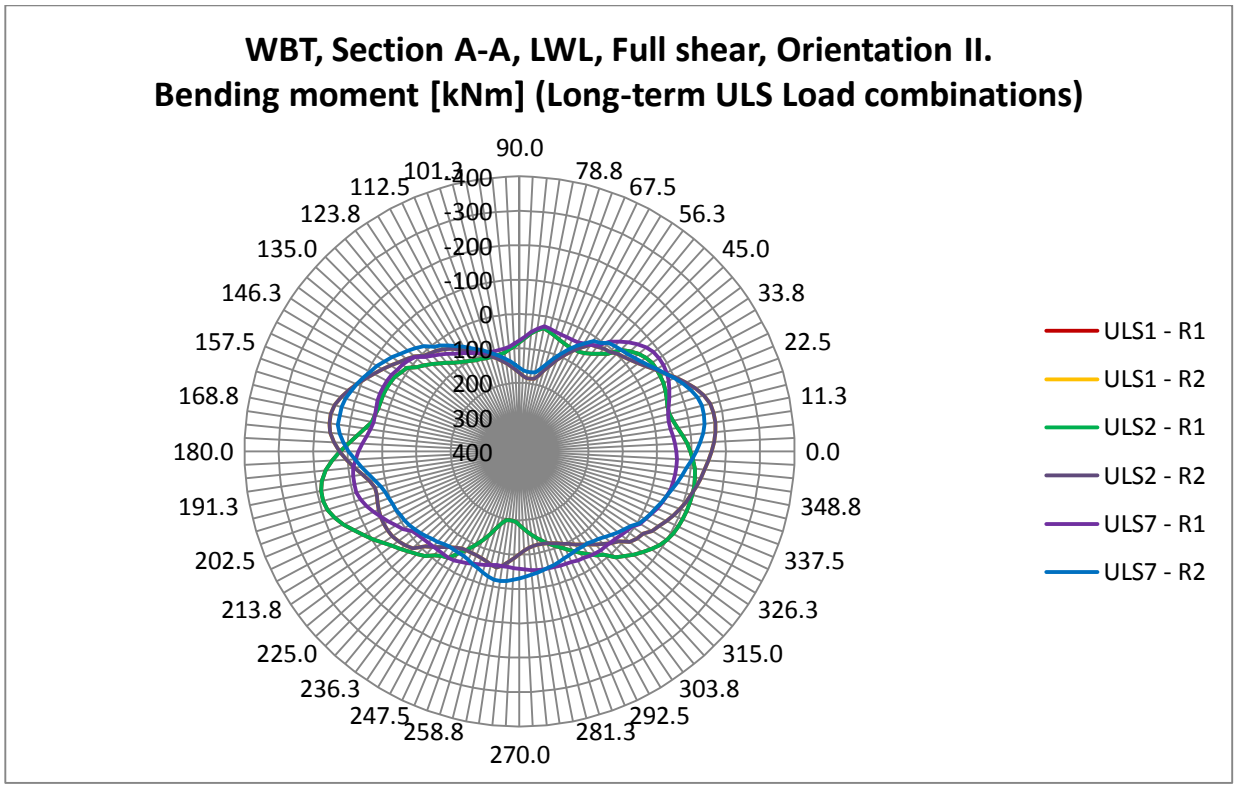

WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

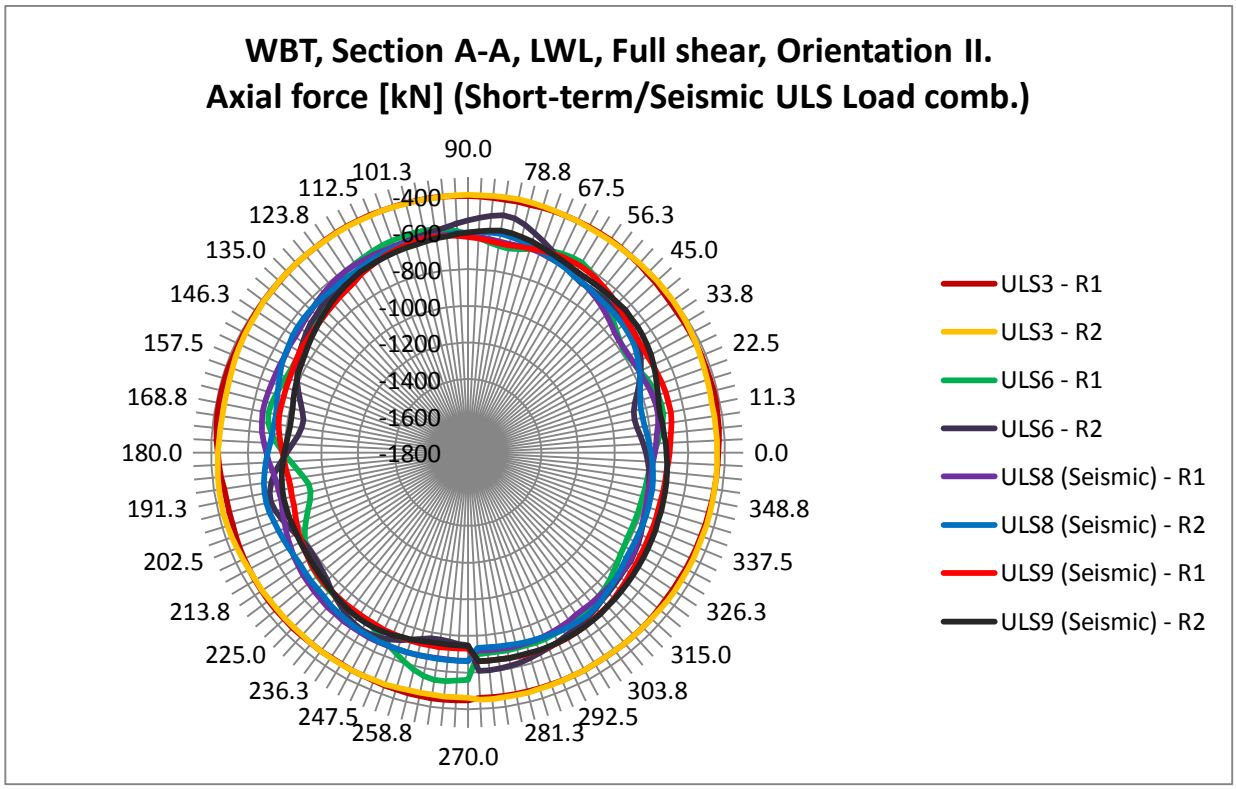
WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)

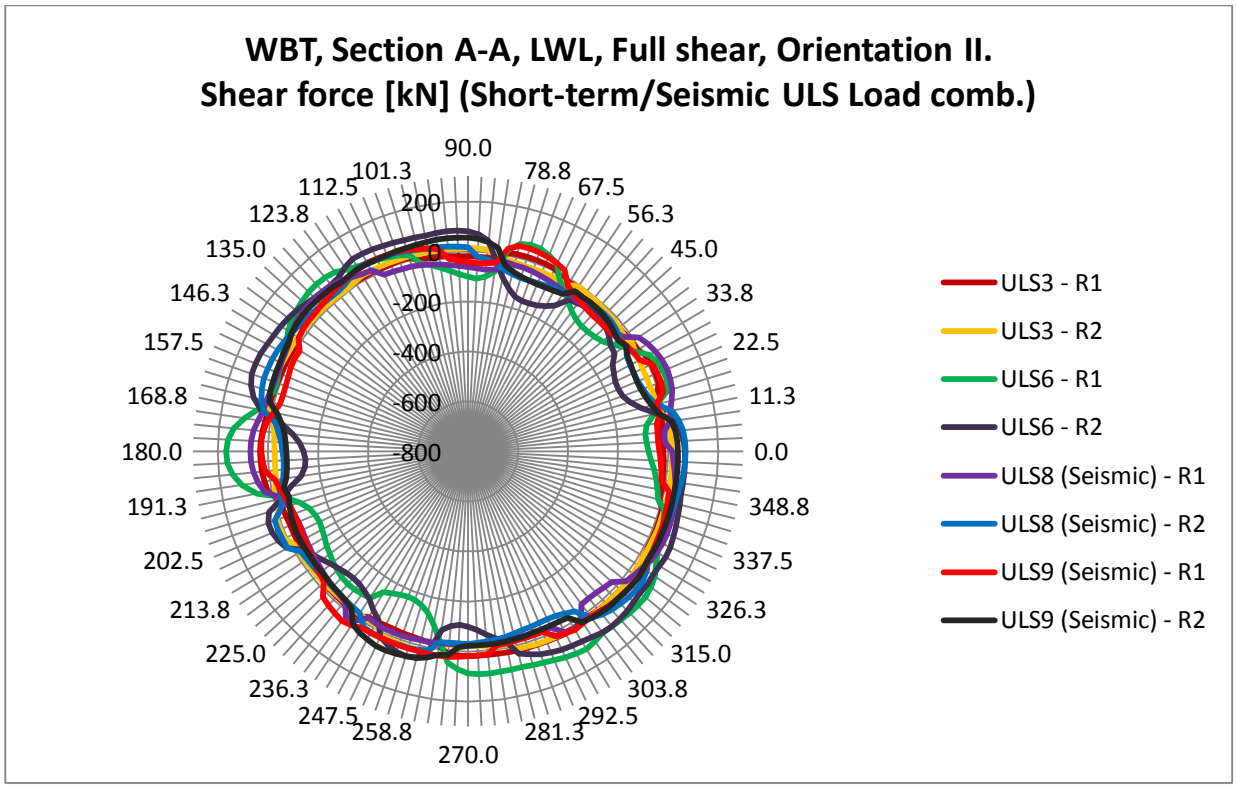


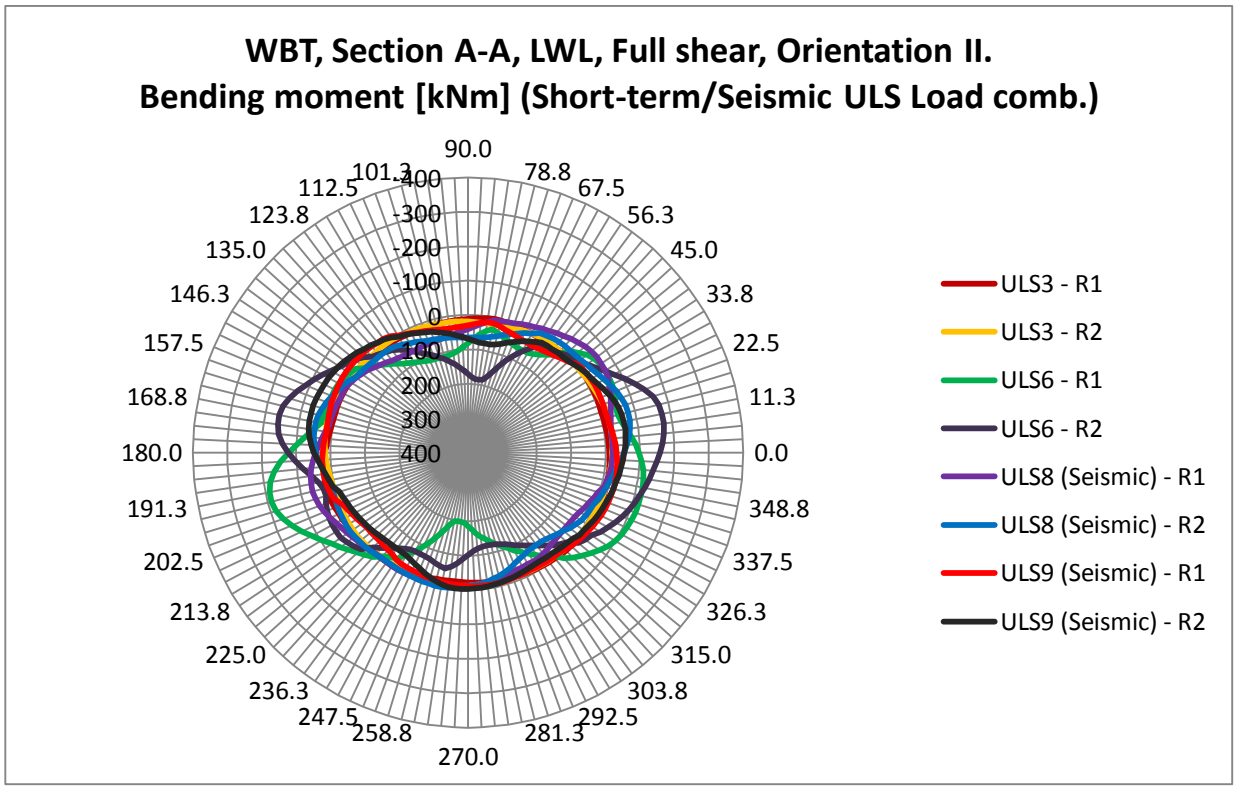
WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)



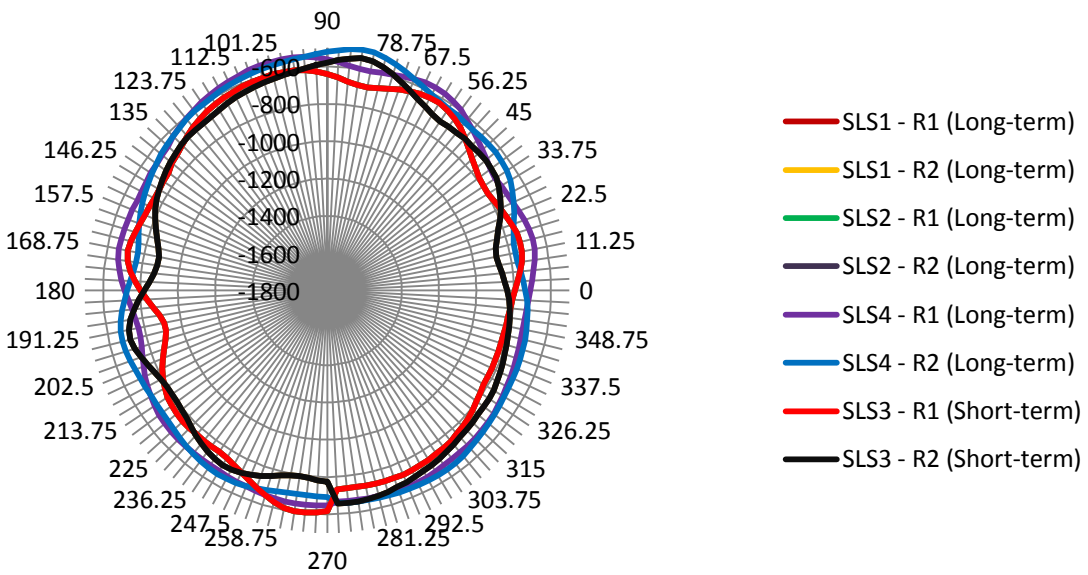

WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

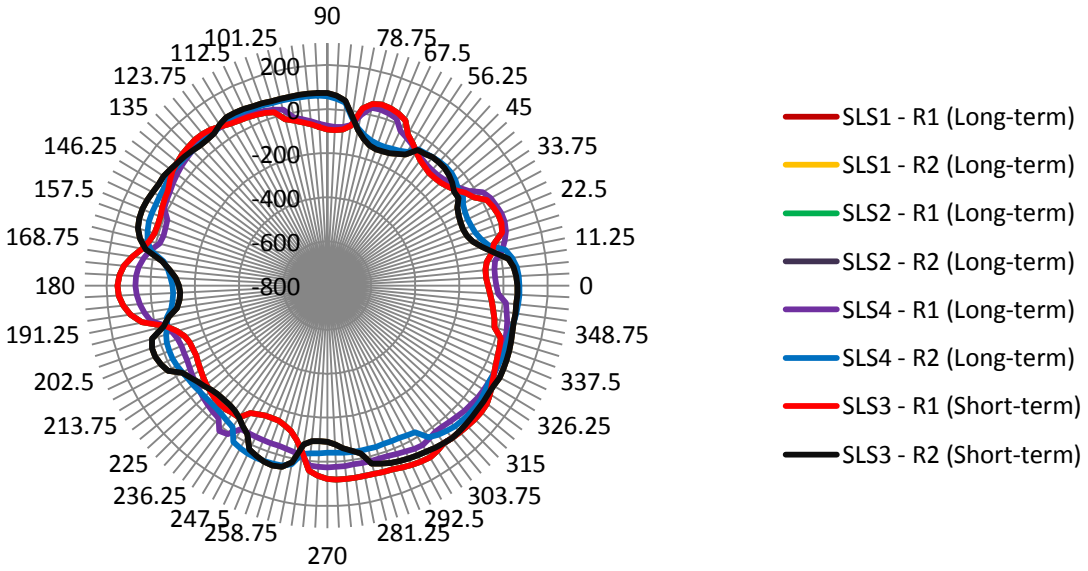

WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

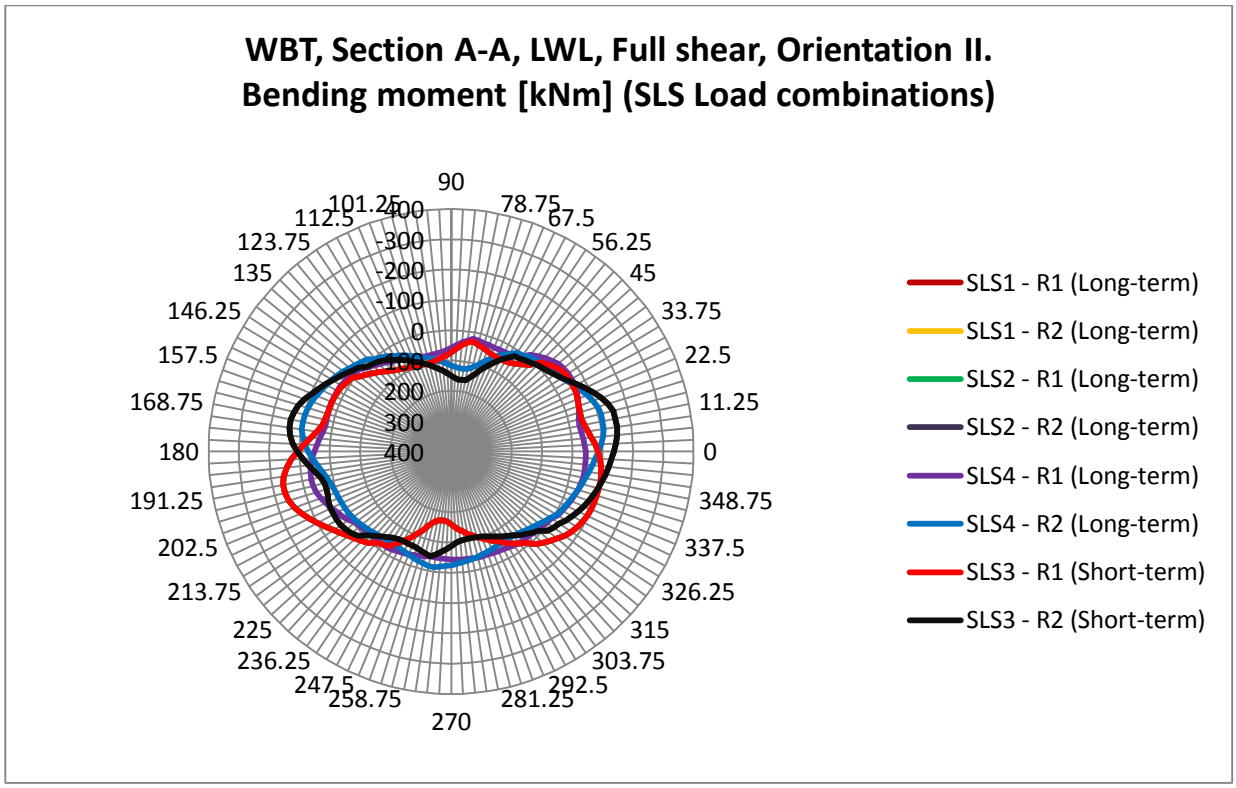

WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)

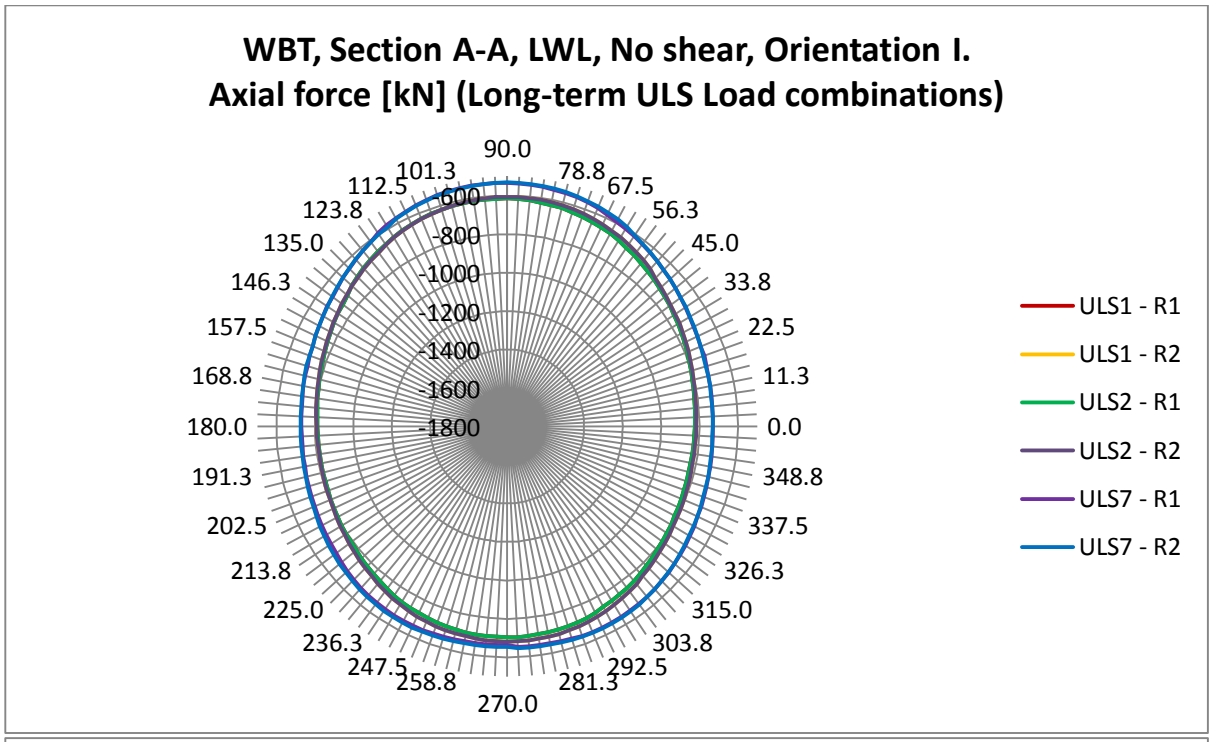


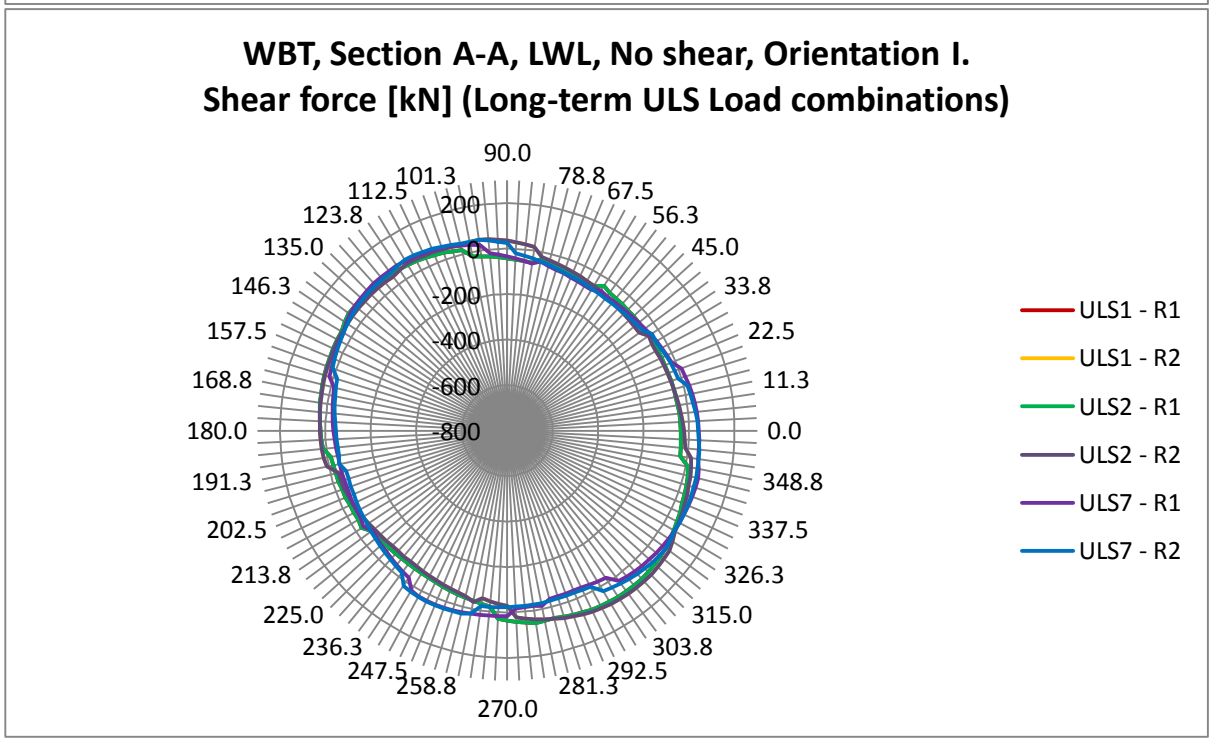
WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)

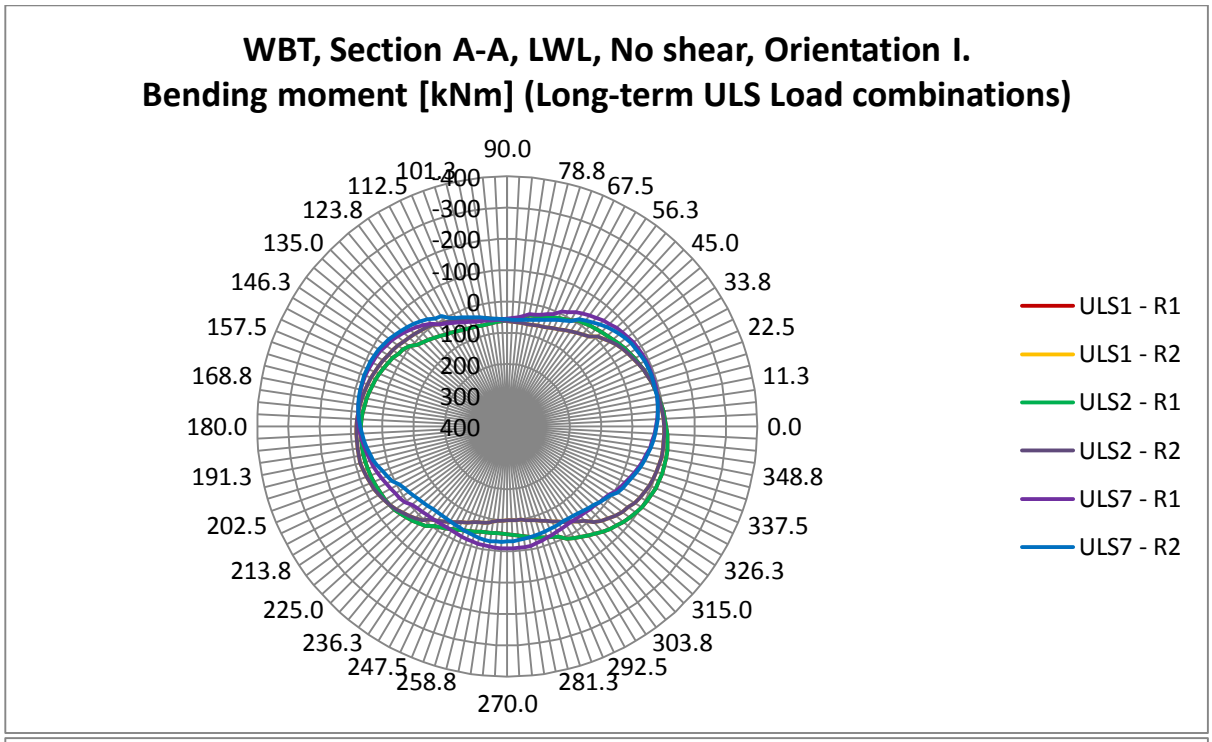


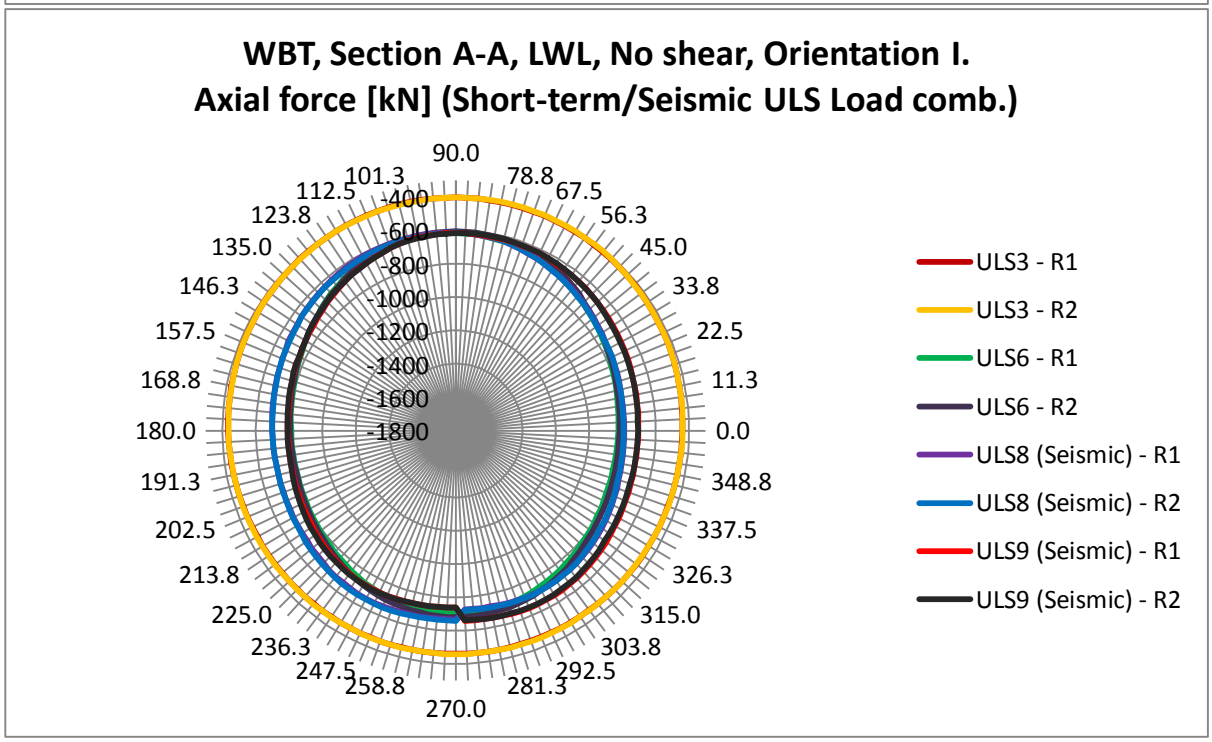

WBT, Section A-A, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

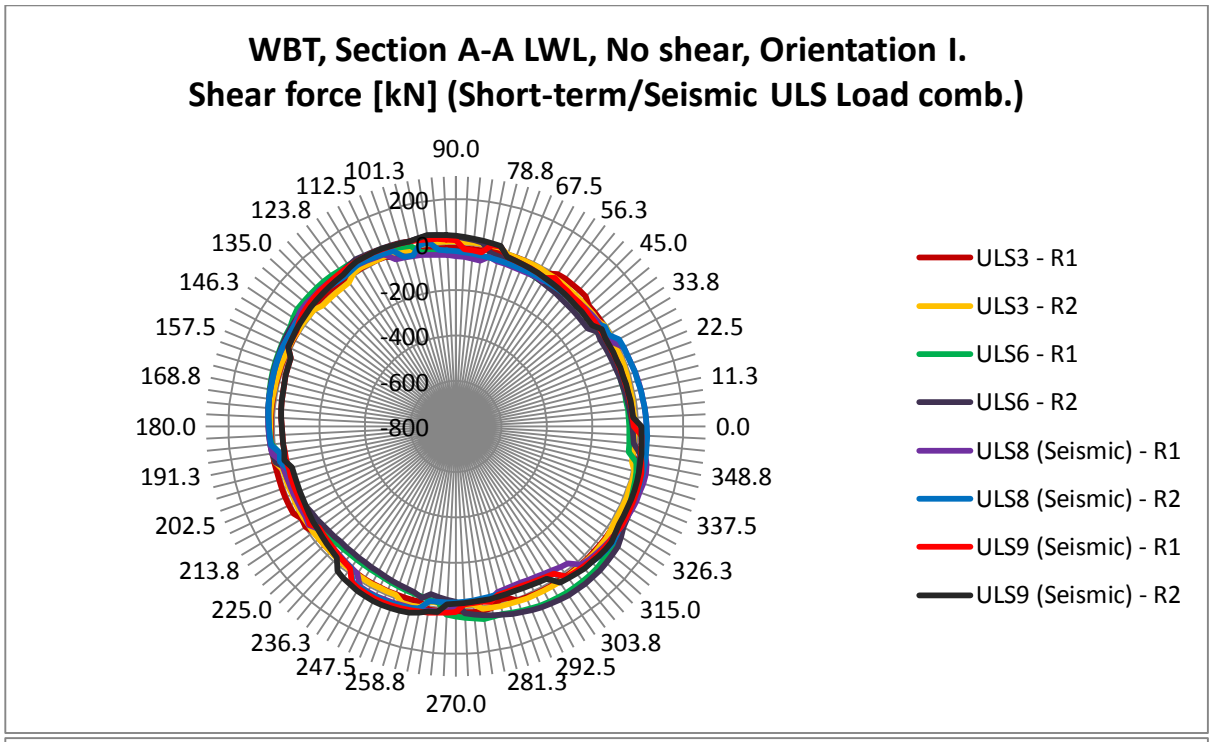
West-Boundtrack Tunnel
Section A-A
Load condition: Low Groundwater Level; No Shear (Case 1)

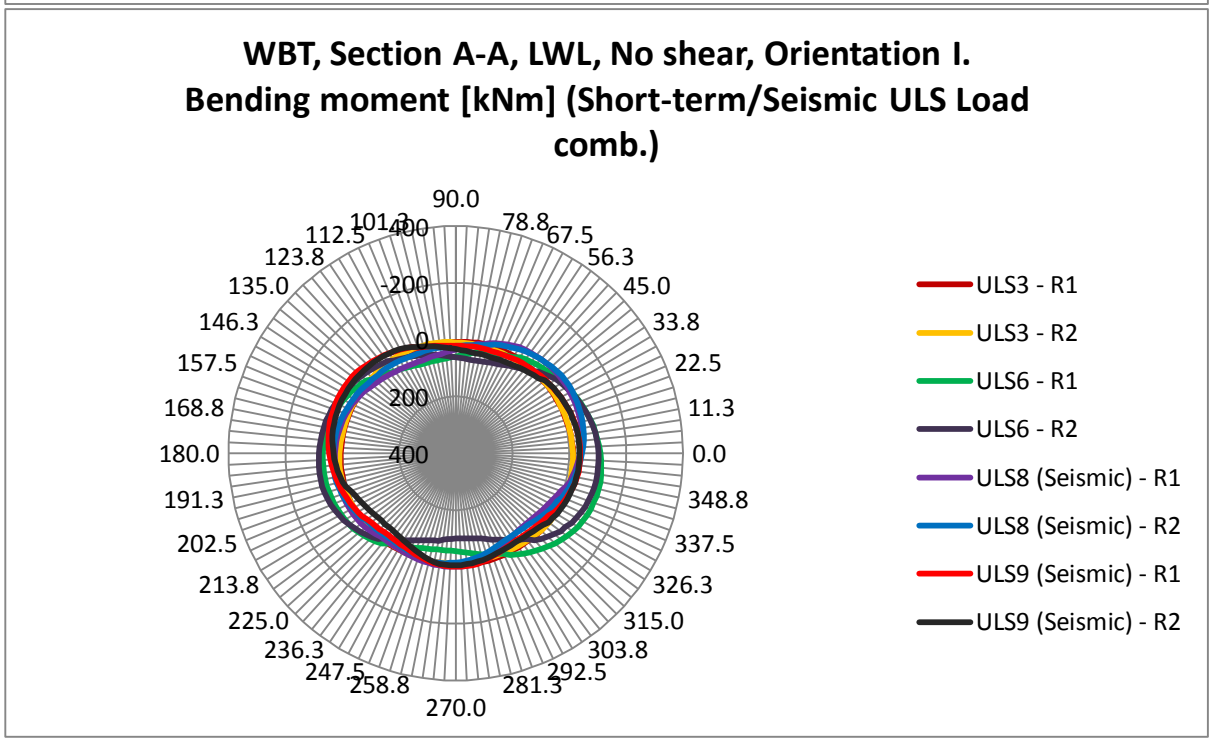

WBT, Section A-A, LWL, No shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


WBT, Section A-A, LWL, No shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

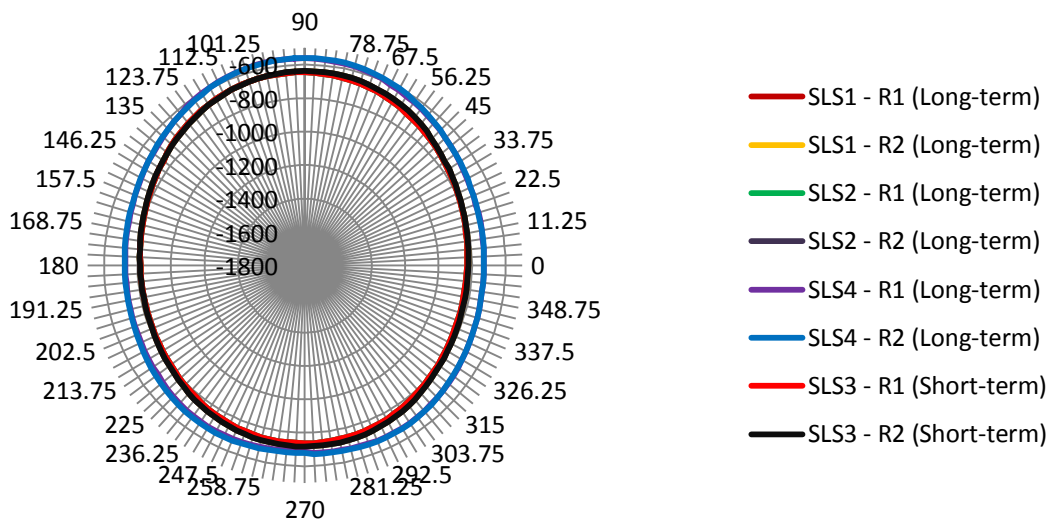

WBT, Section A-A, LWL, No shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


WBT, Section A-A, LWL, No shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

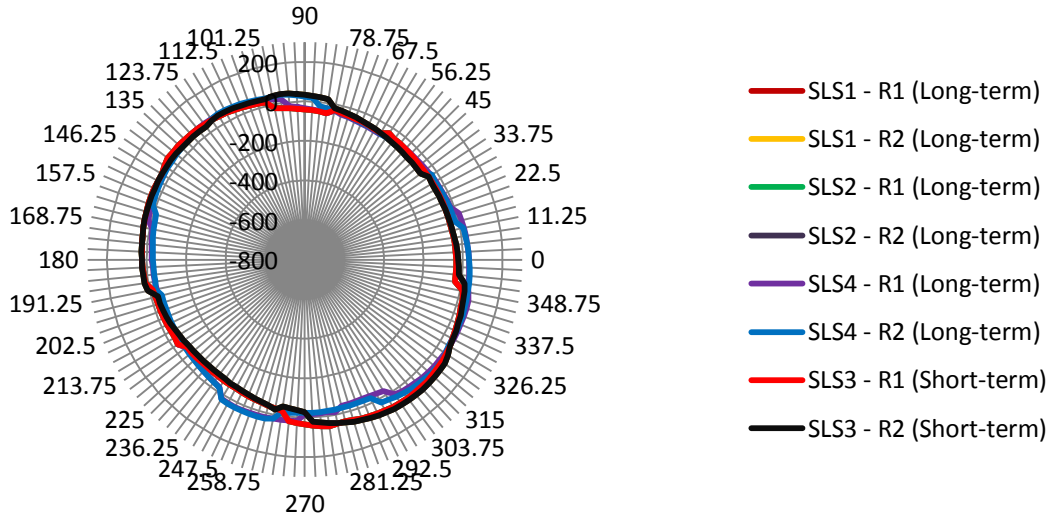

WBT, Section A-A LWL, No shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

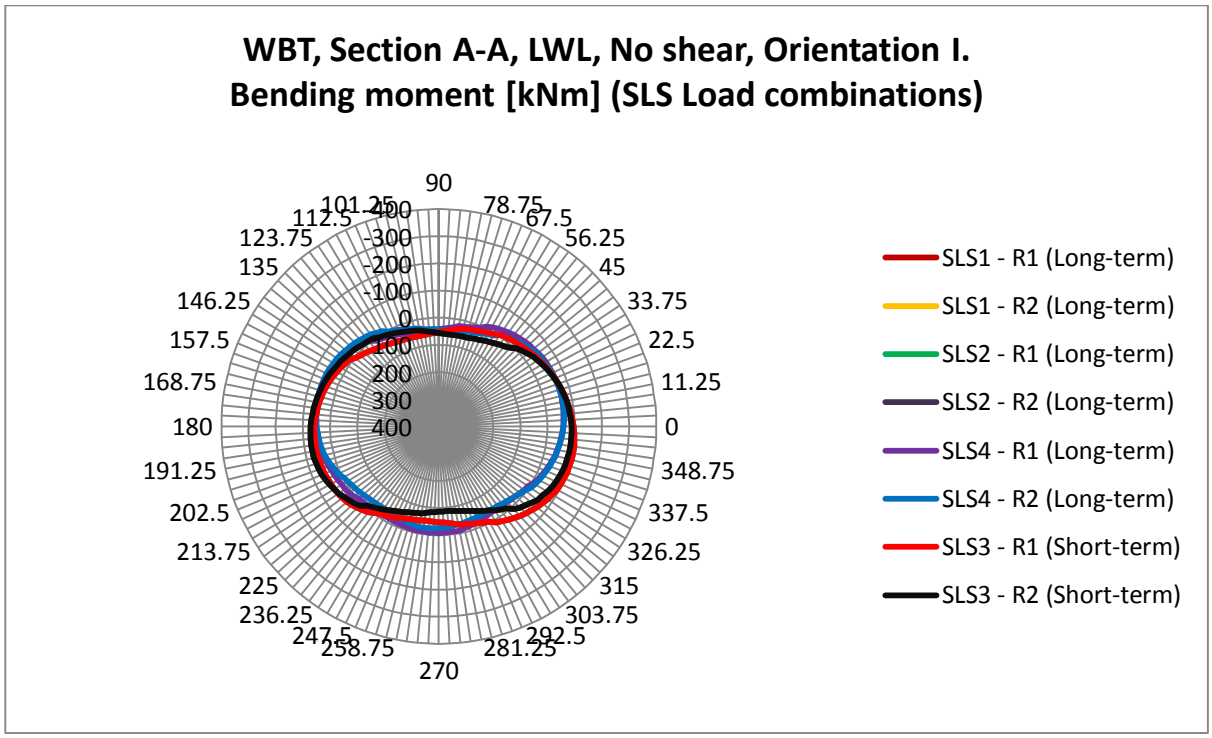

WBT, Section A-A, LWL, No shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
-200
0
200
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

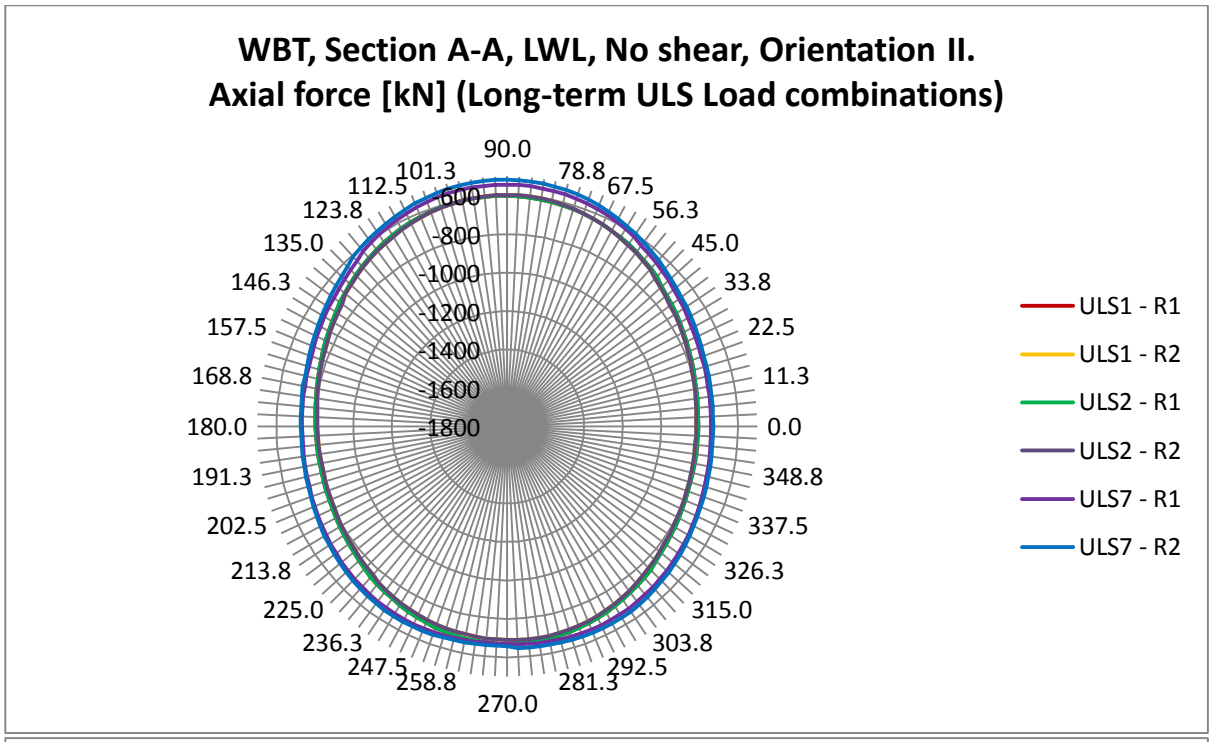
WBT, Section A-A, LWL, No shear, Orientation I.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)

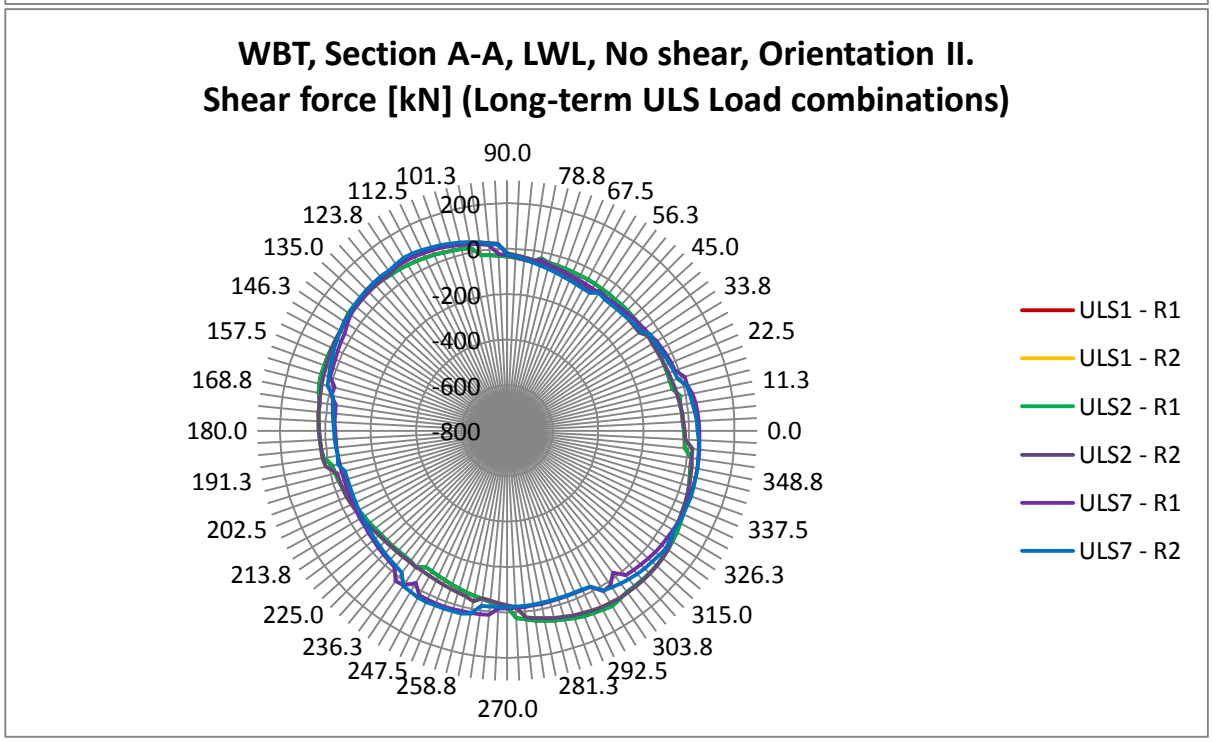


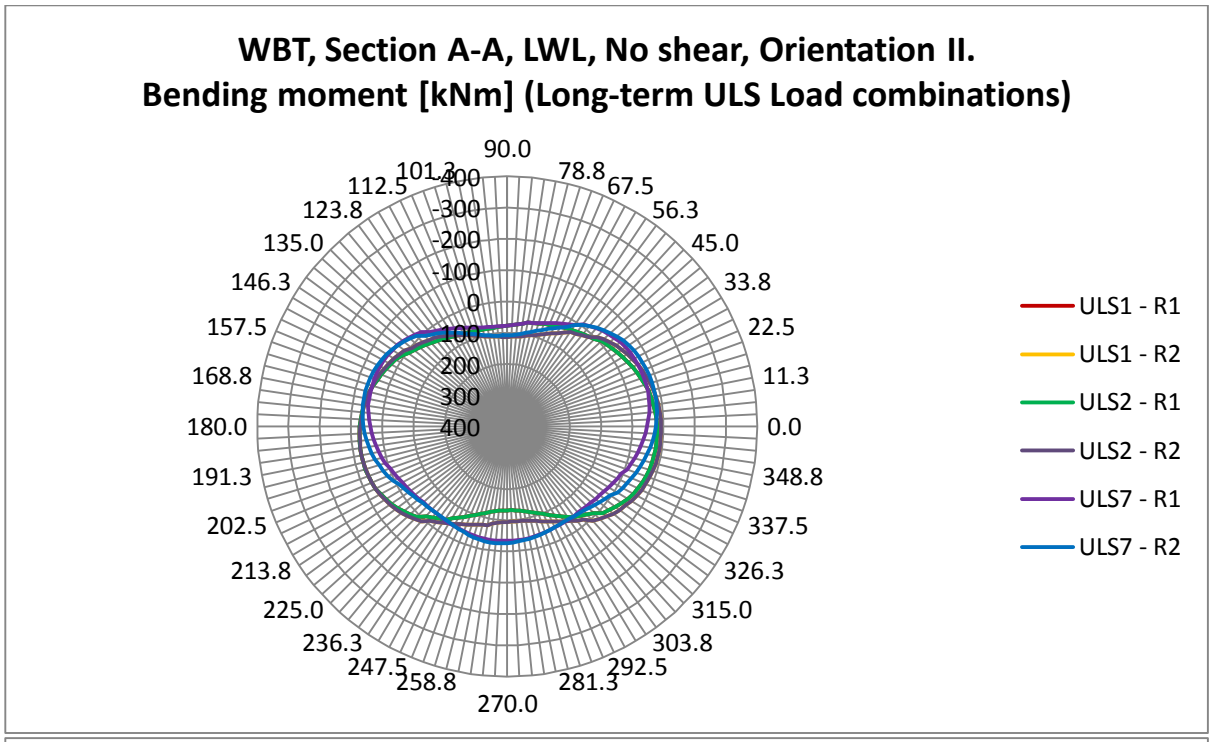
WBT, Section A-A LWL, No shear, Orientation I.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)

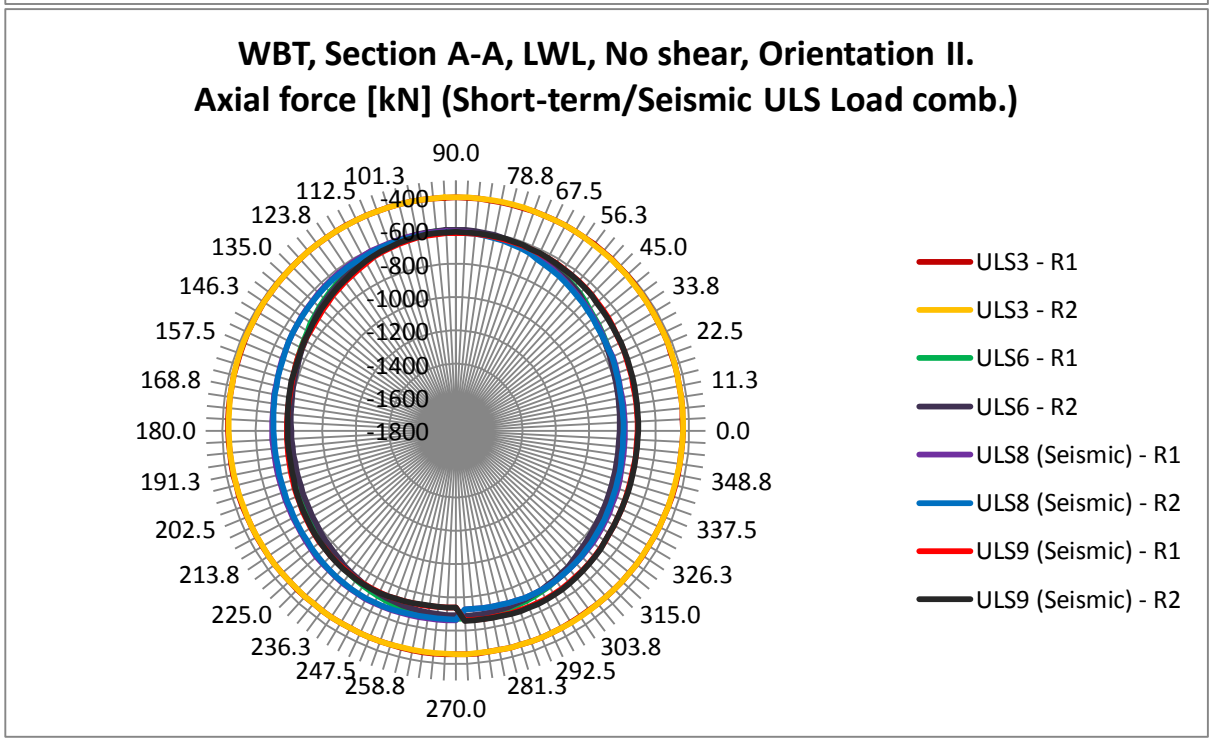


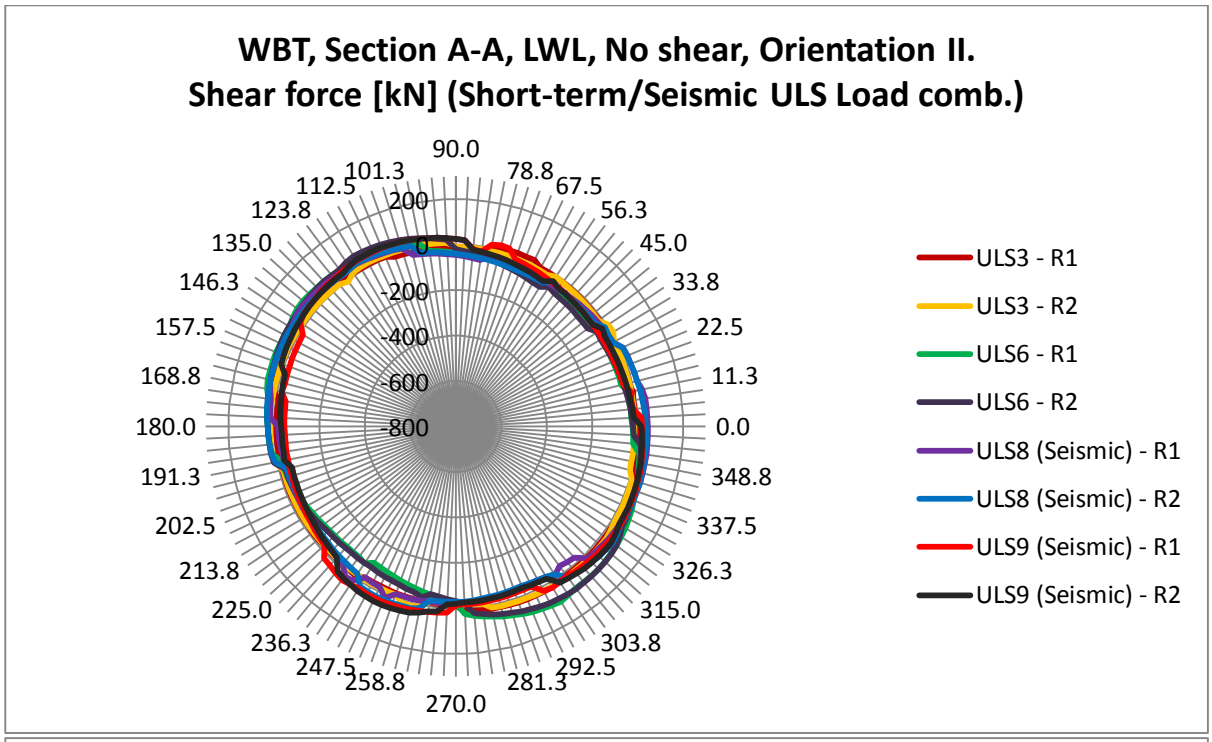

WBT, Section A-A, LWL, No shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

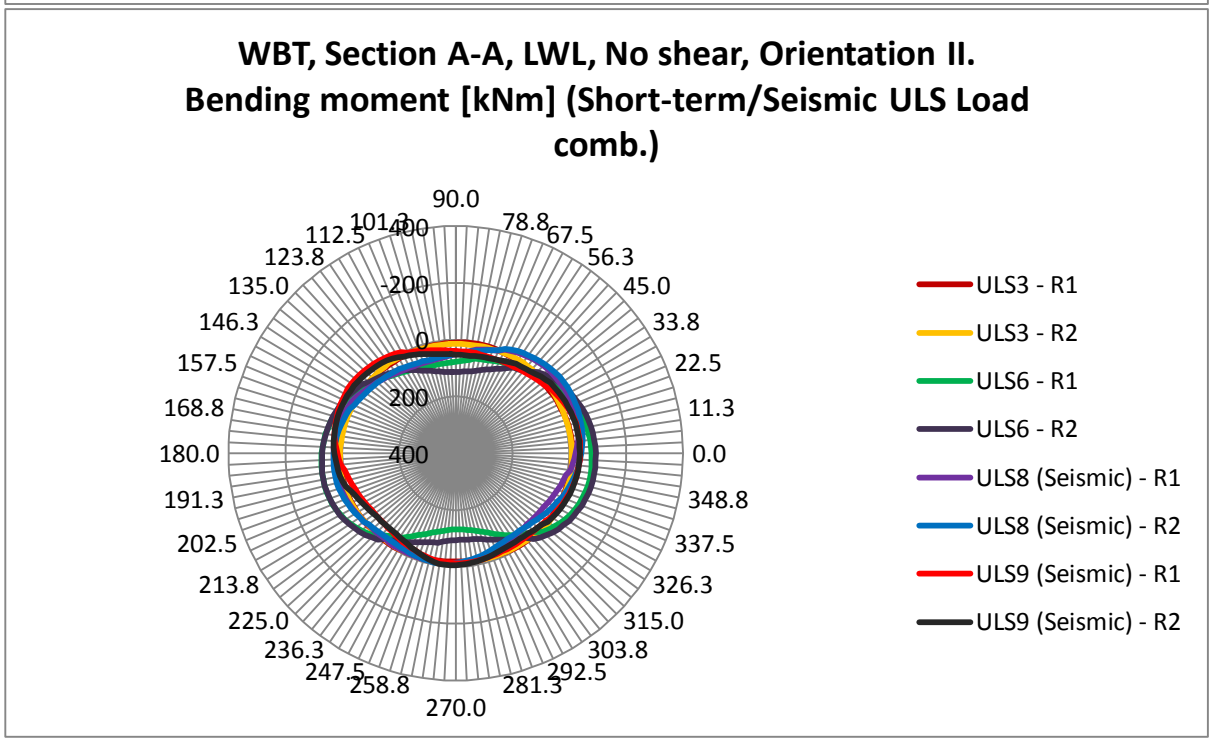

WBT, Section A-A, LWL, No shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


WBT, Section A-A, LWL, No shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

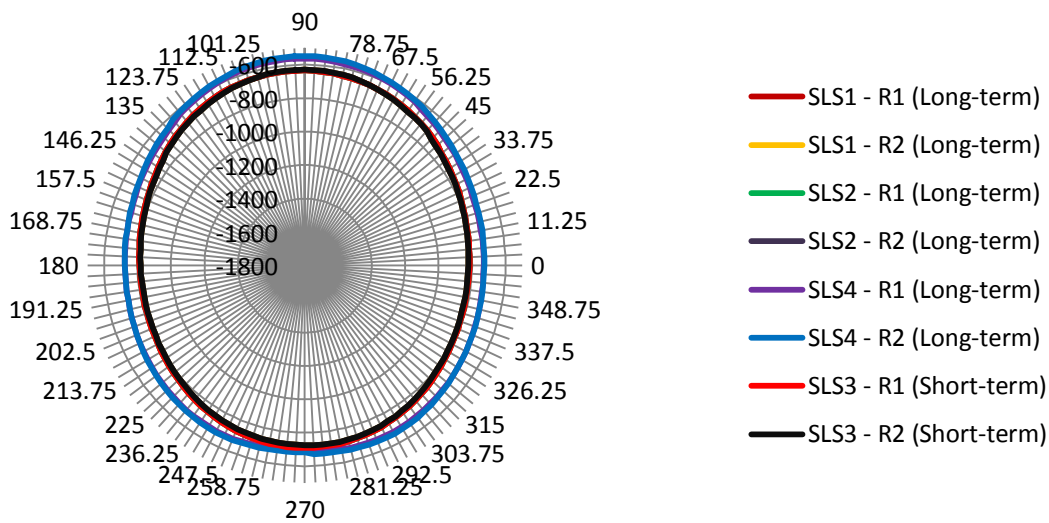

WBT, Section A-A, LWL, No shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


WBT, Section A-A, LWL, No shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

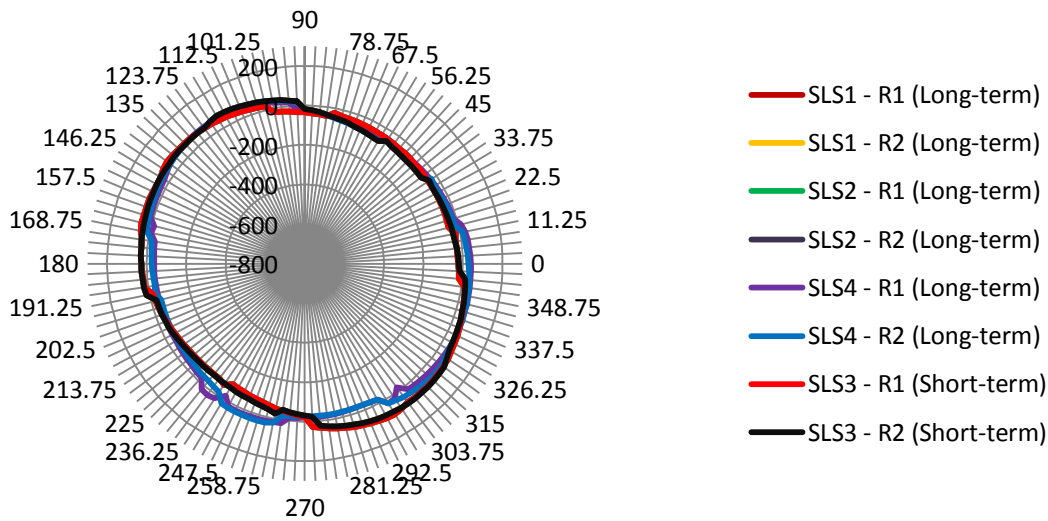

WBT, Section A-A, LWL, No shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

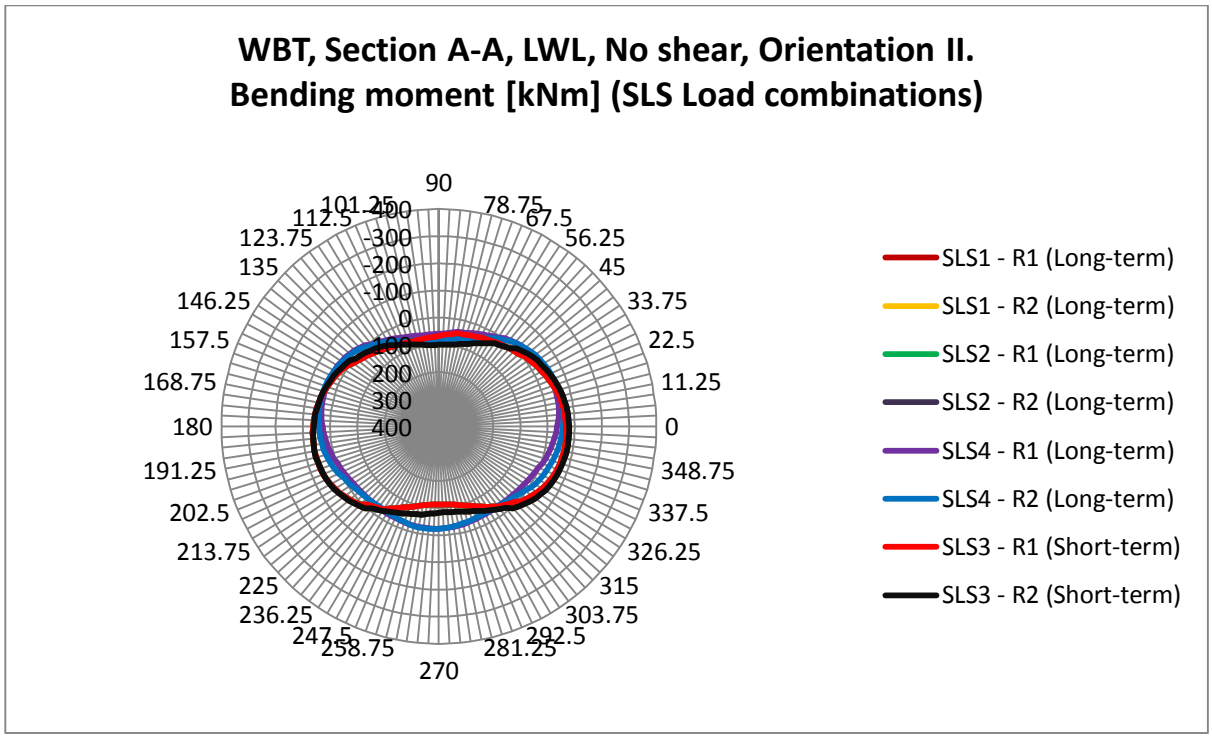

WBT, Section A-A, LWL, No shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
-200
0
200
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

WBT, Section A-A, LWL, No shear, Orientation II.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)

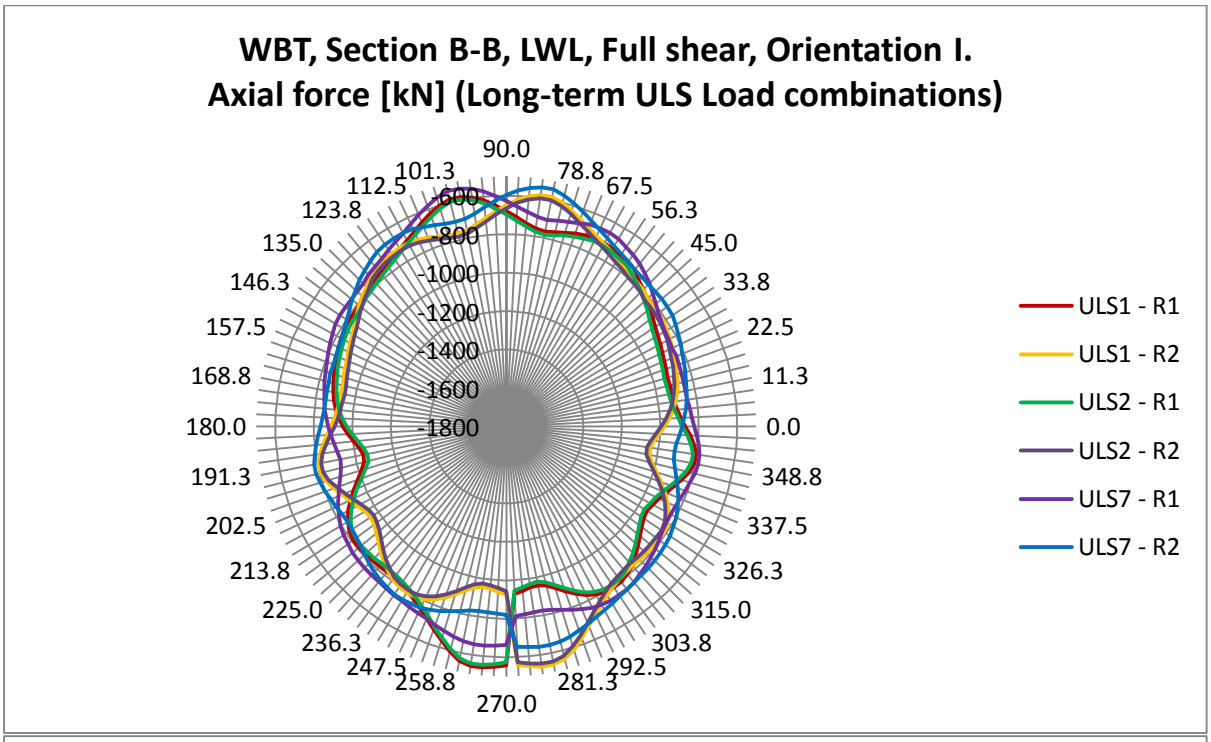


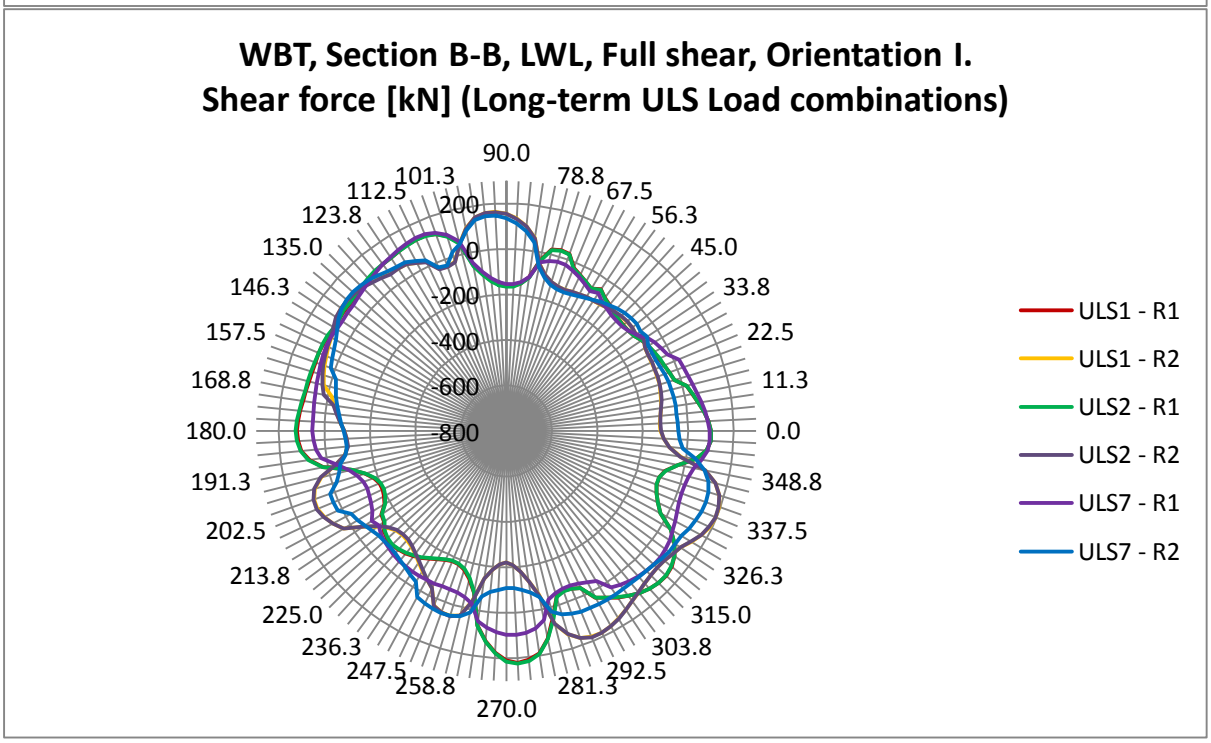
WBT, Section A-A, LWL, No shear, Orientation II.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)

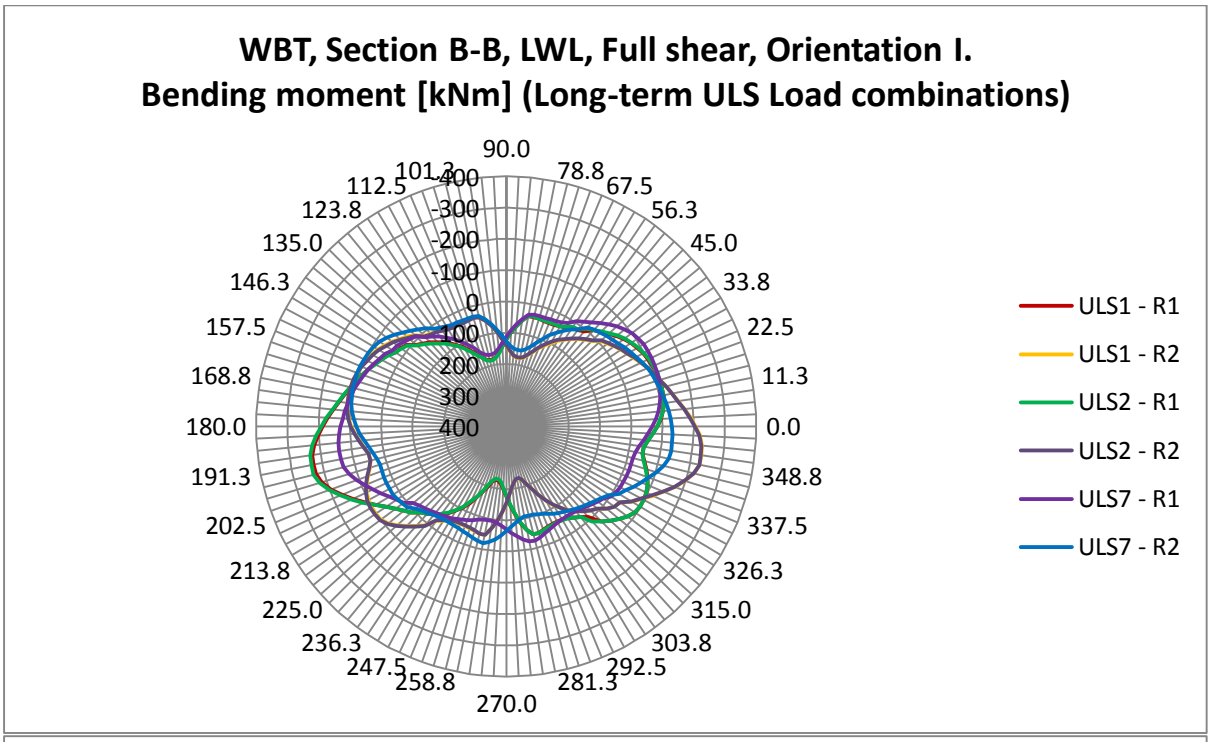


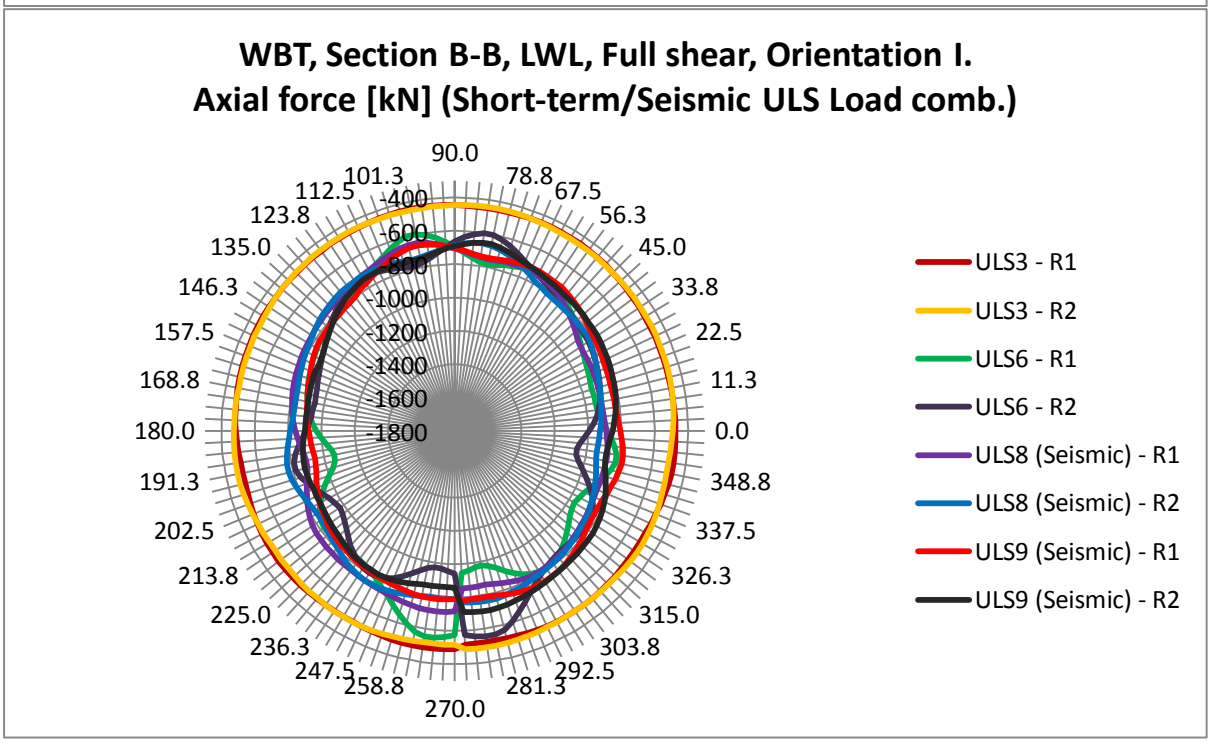

WBT, Section A-A, LWL, No shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

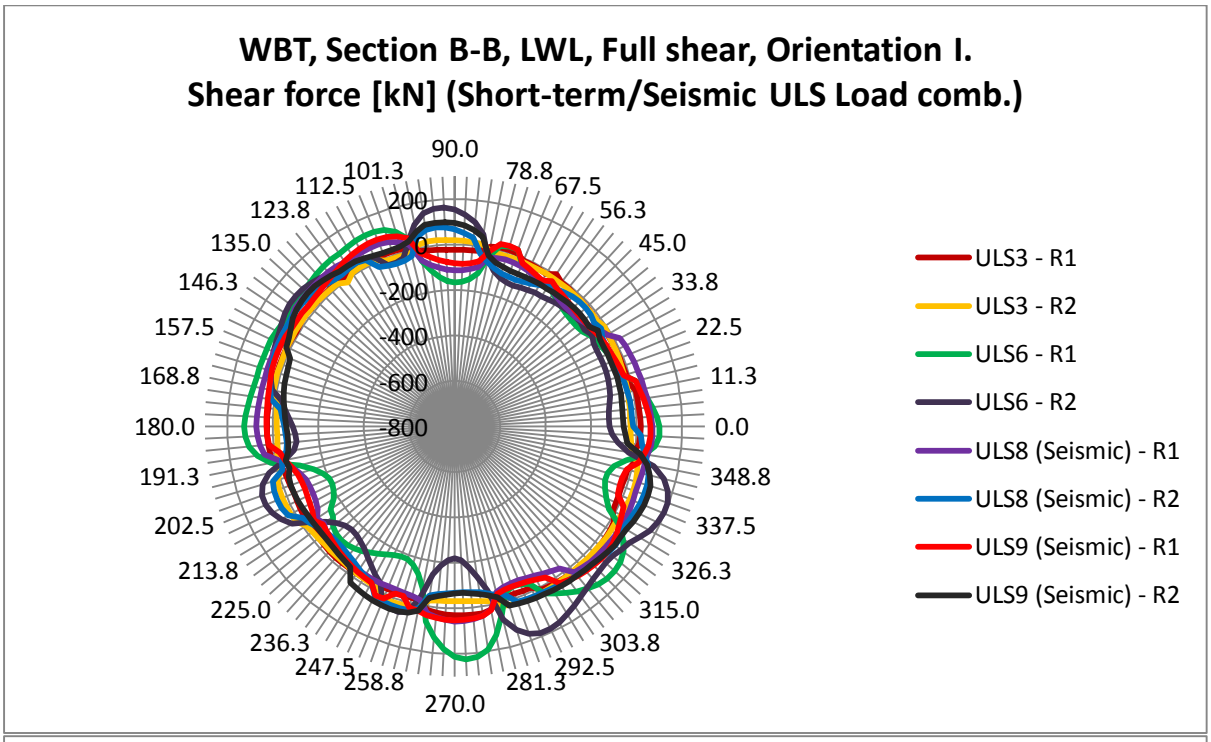
West-Boundtrack Tunnel
Section B-B
Load condition: Low Groundwater Level; Full Shear (Case 2)

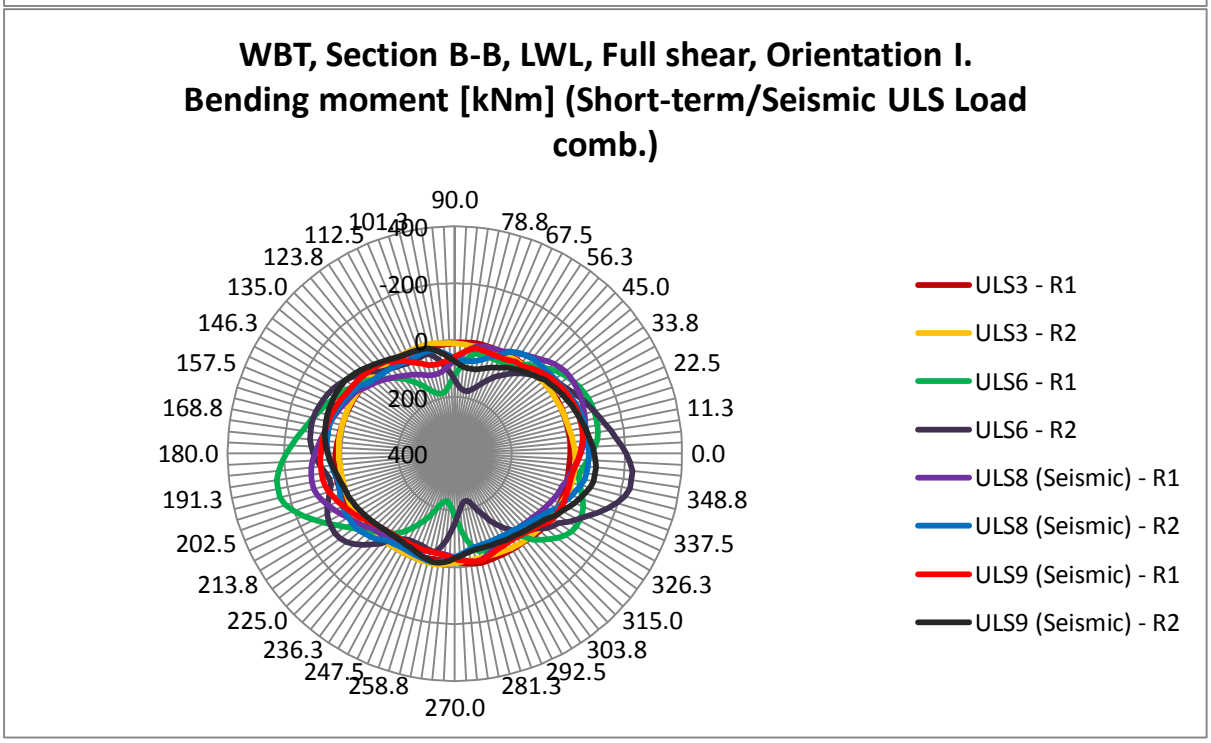

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

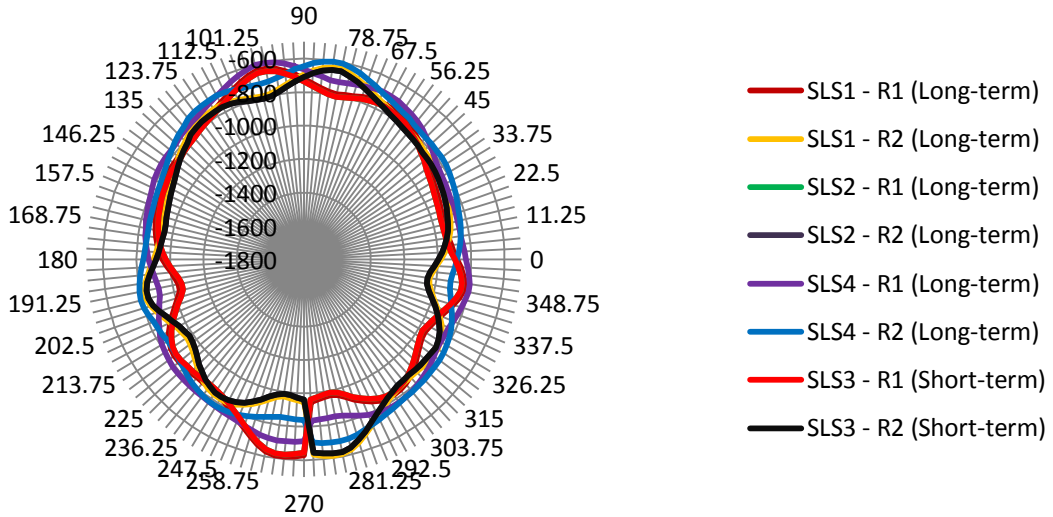

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

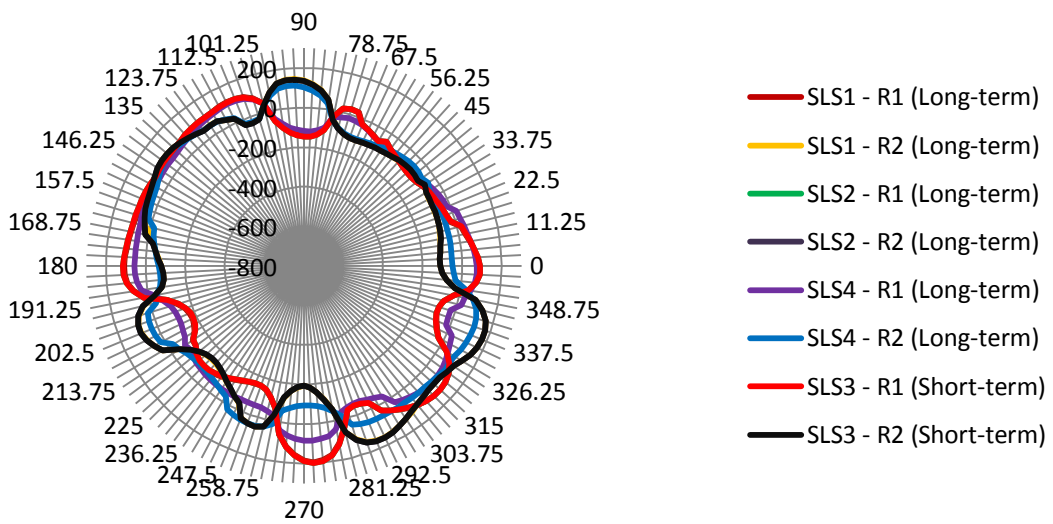

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

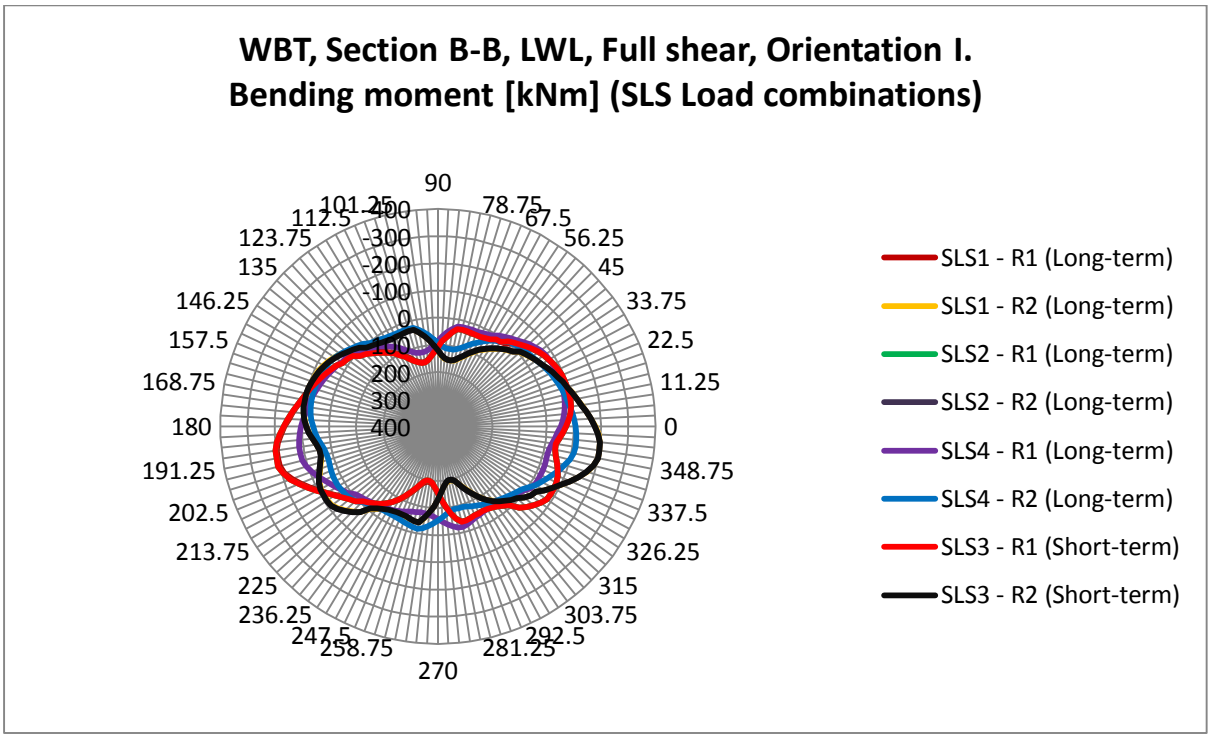

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
-200
0
200
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)

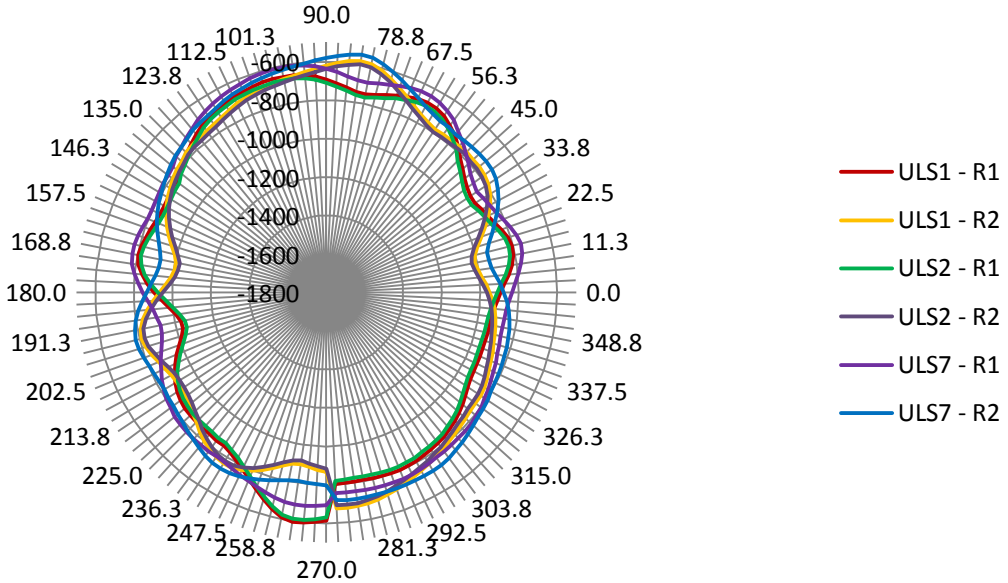


WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)

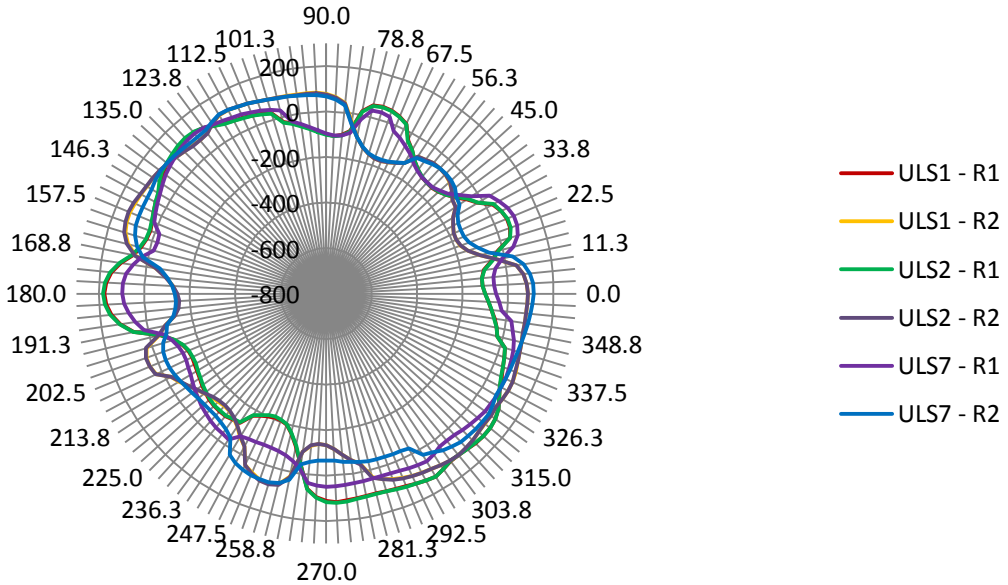



WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
400
300
200
100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

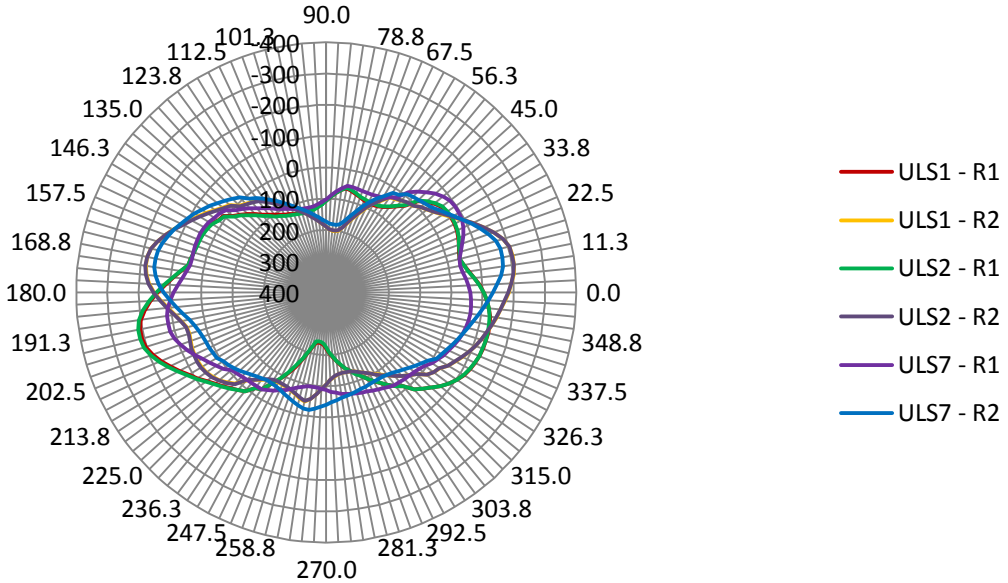
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)



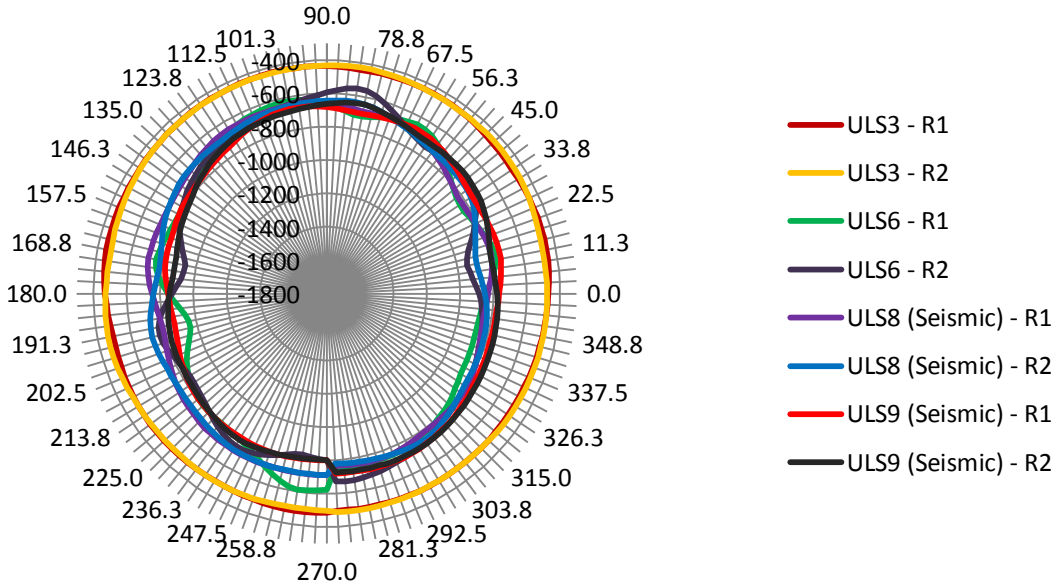
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)

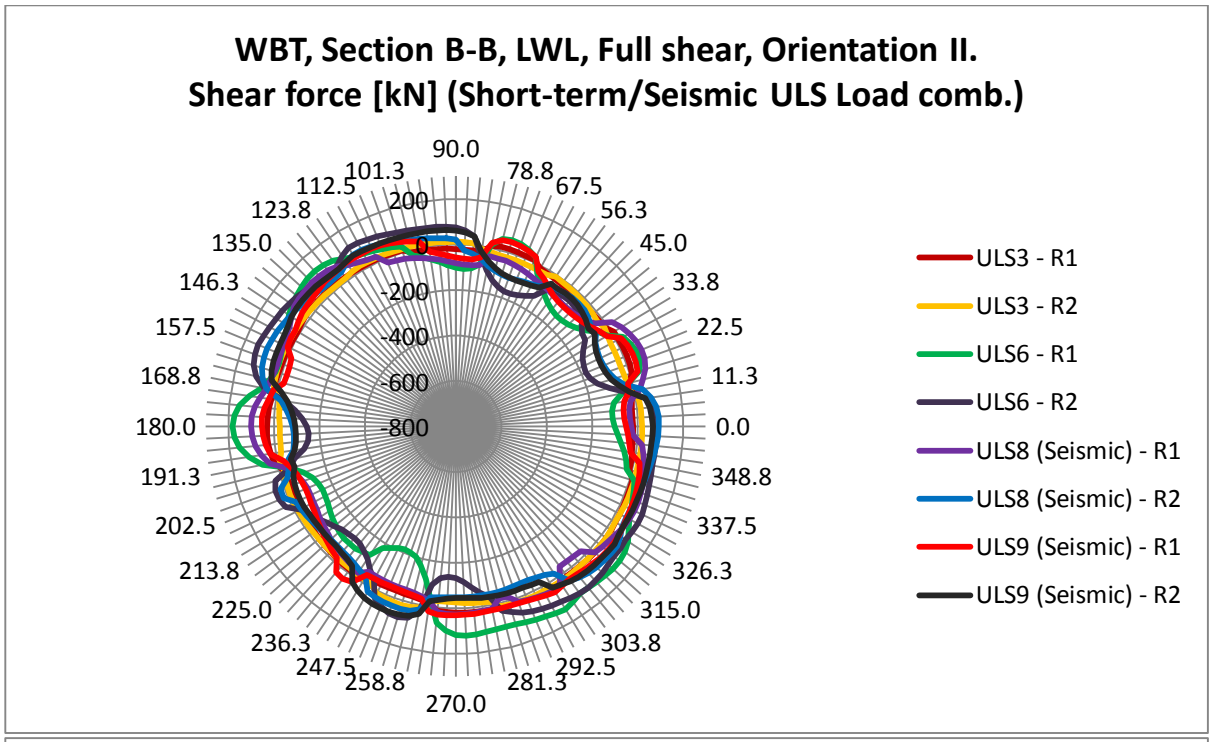


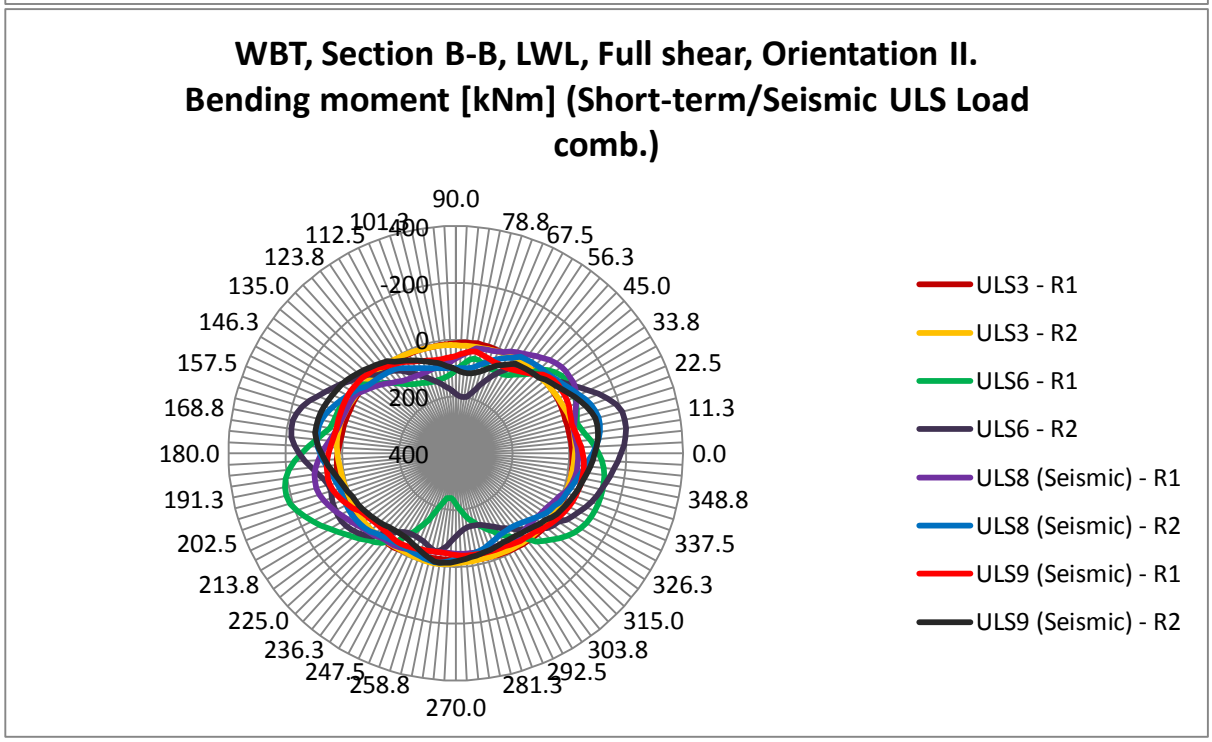
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)



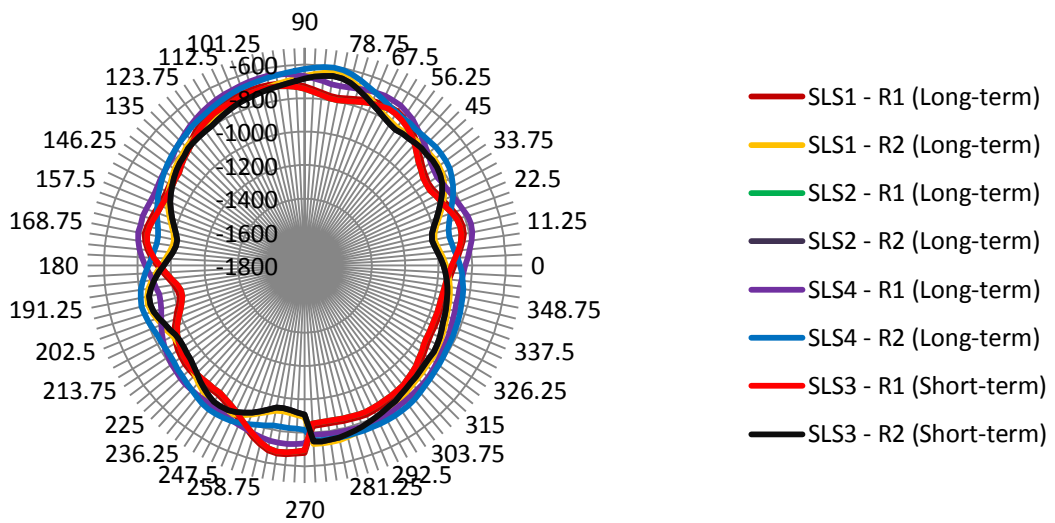
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



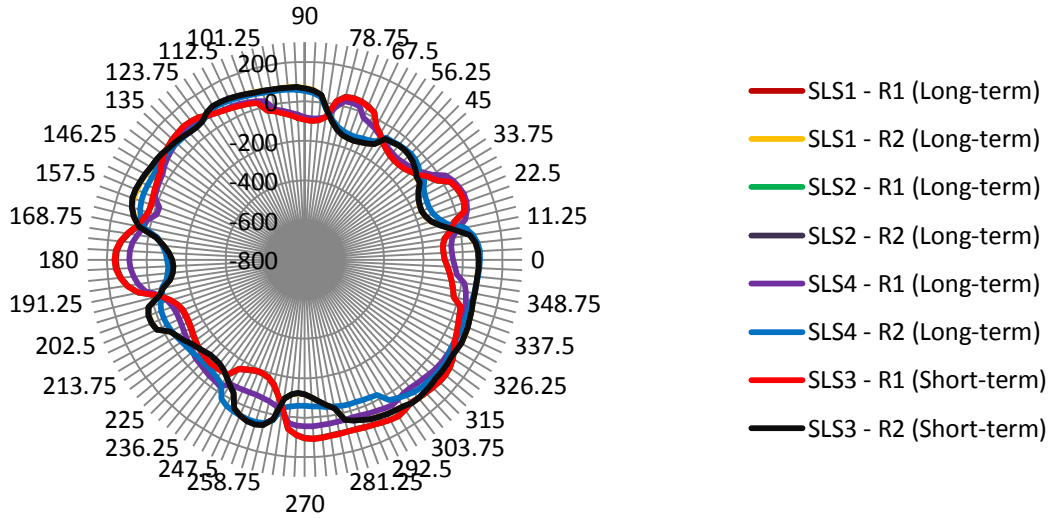

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

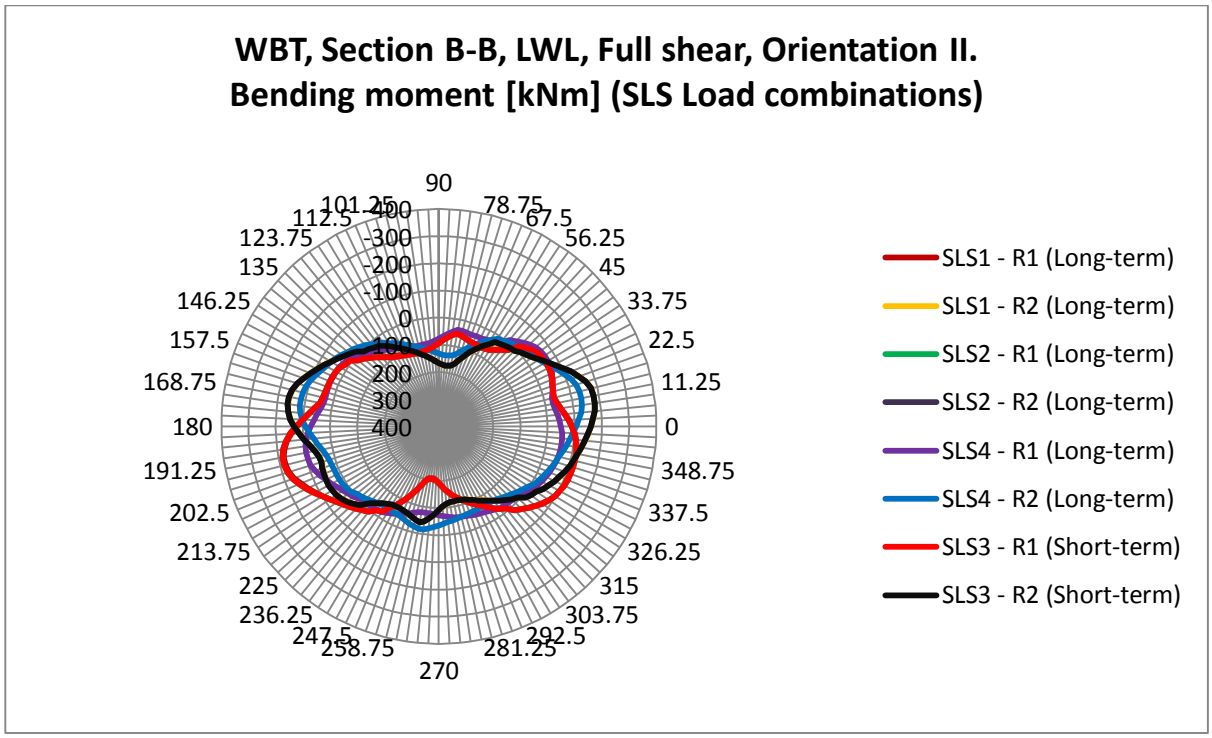

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
-200
0
200
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)

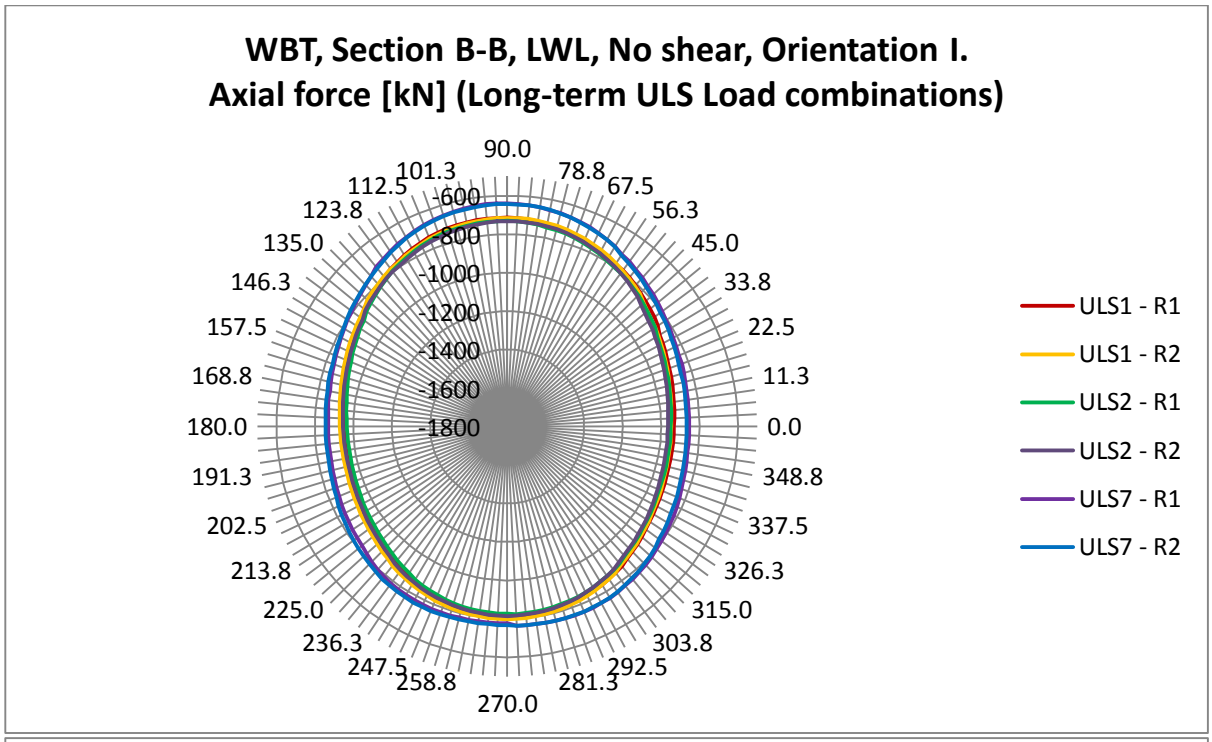


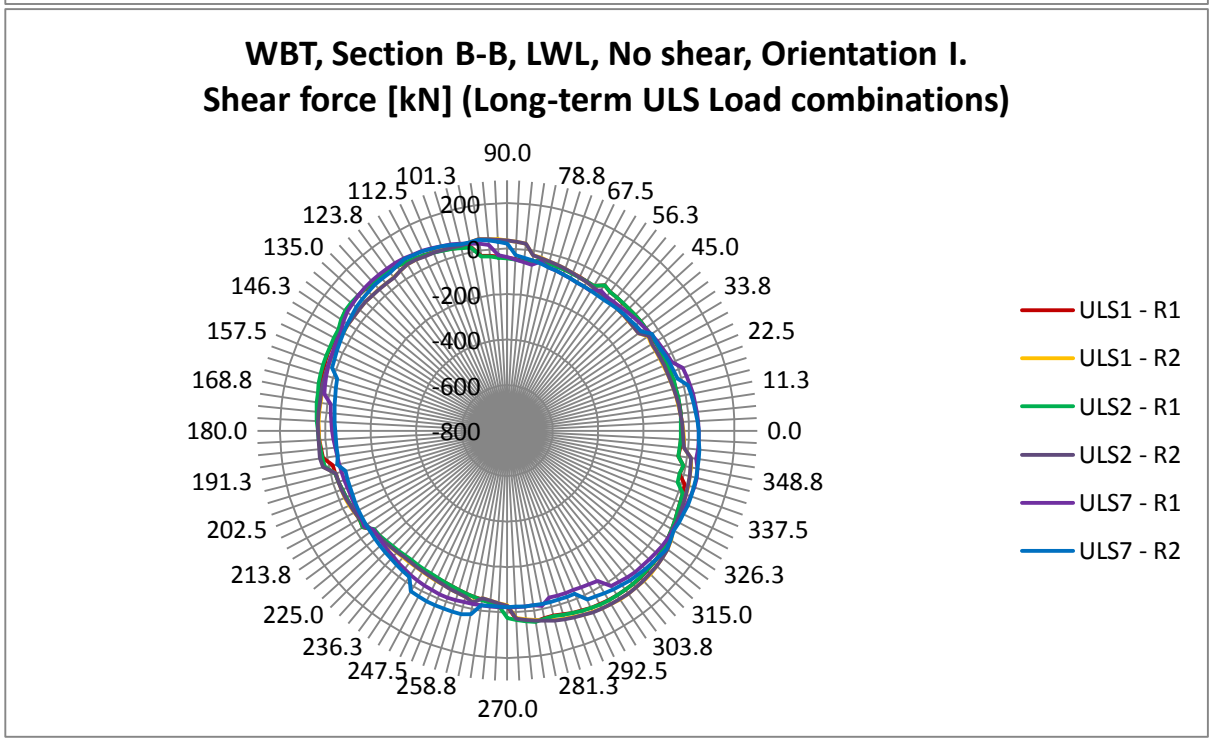
WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)

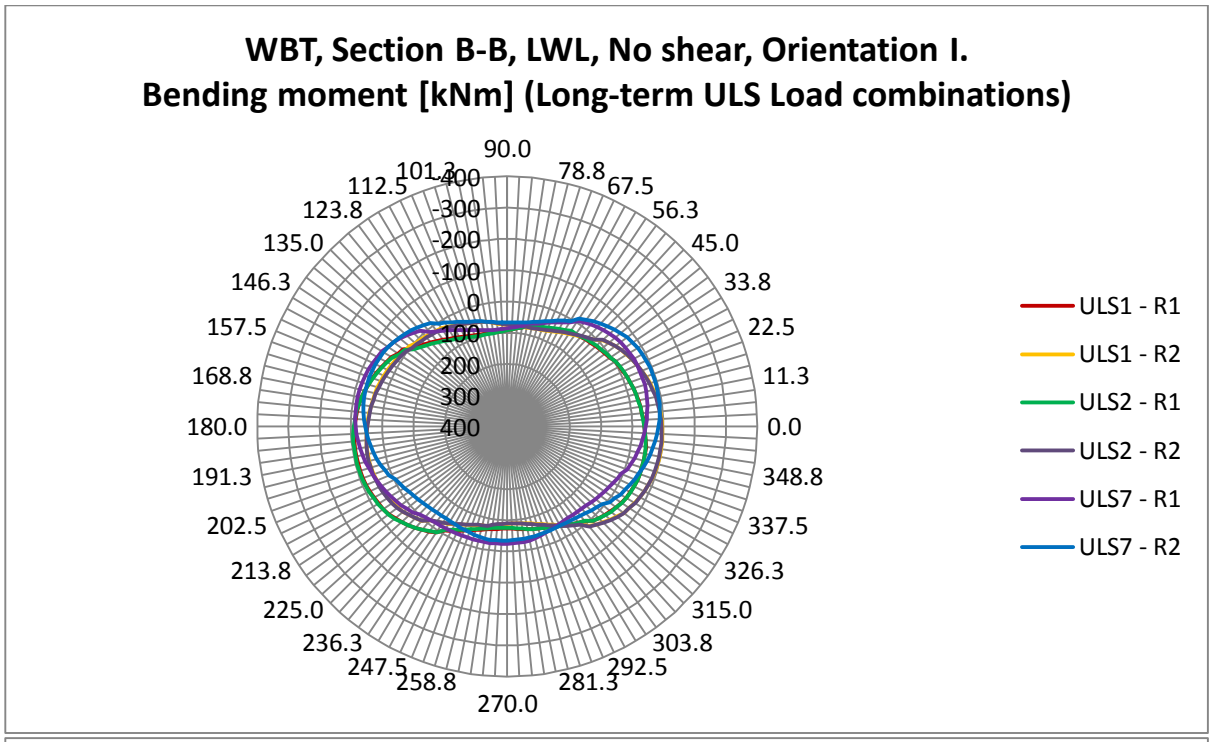


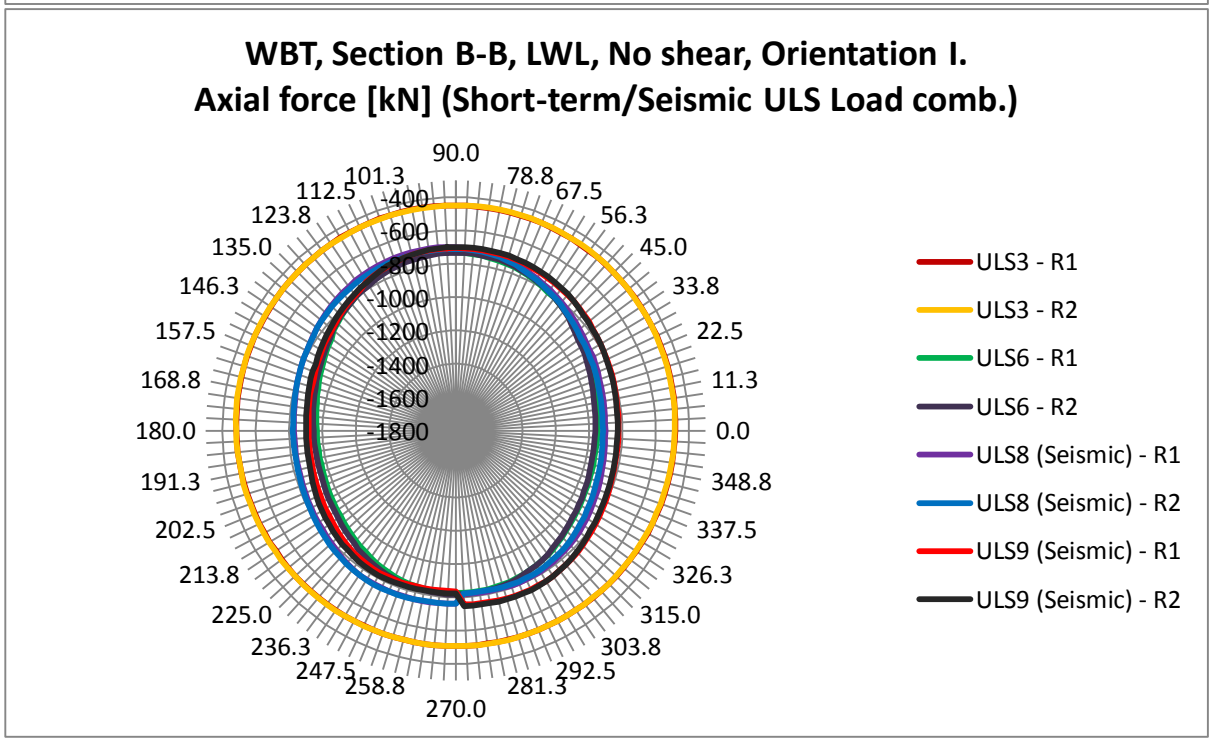

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

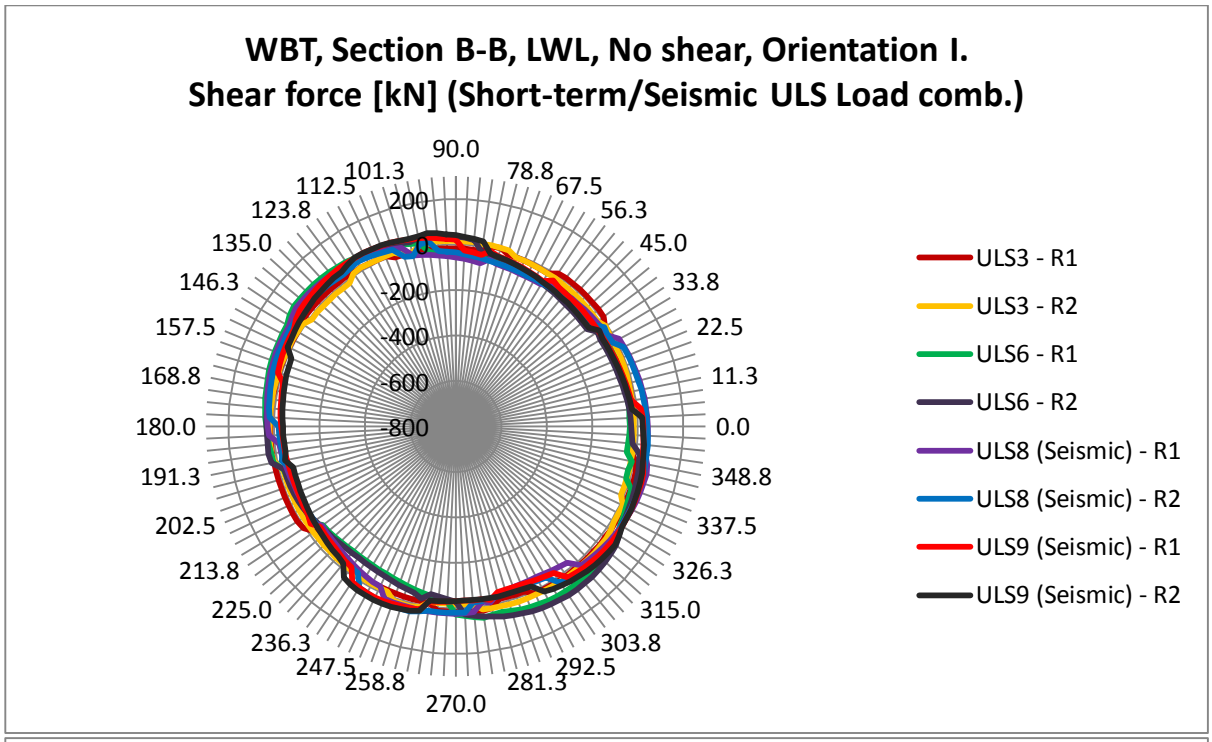
West-Boundtrack Tunnel
Section B-B
Load condition: Low Groundwater Level; No Shear (Case 2)

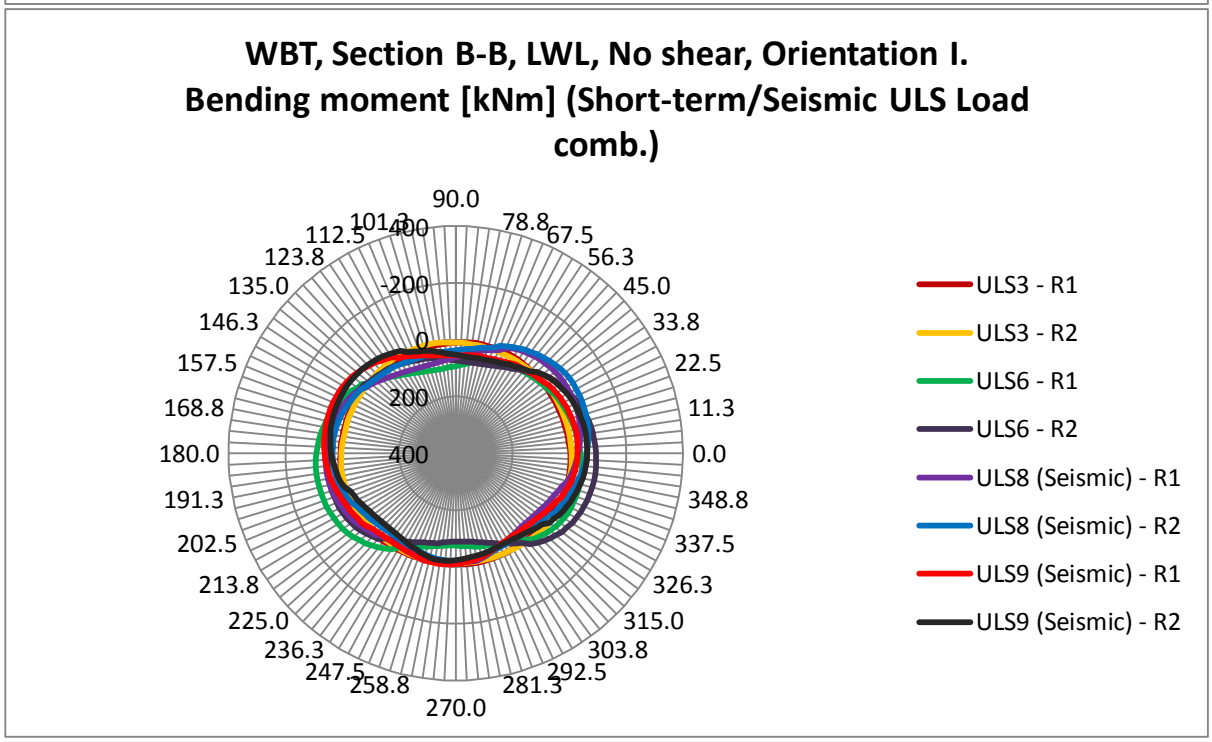

WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

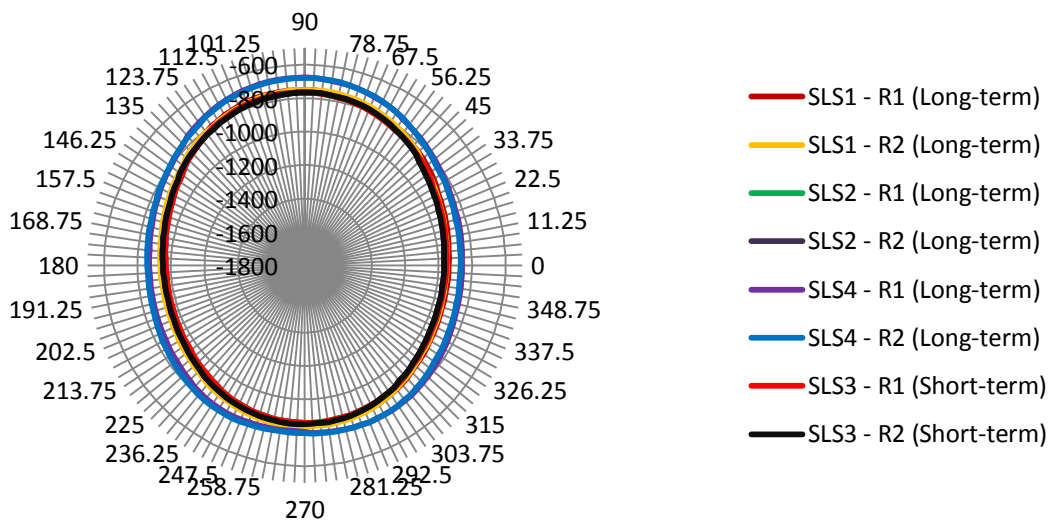

WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

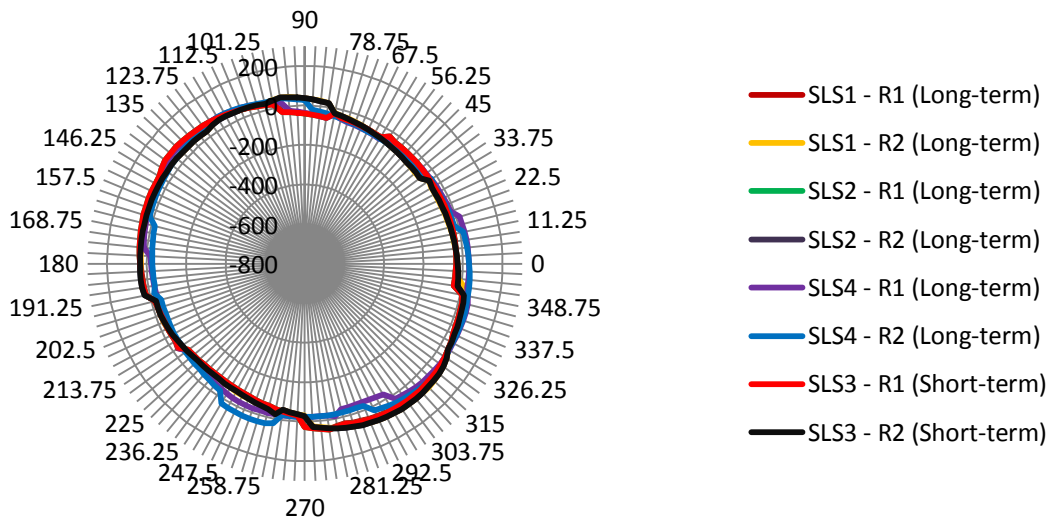

WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

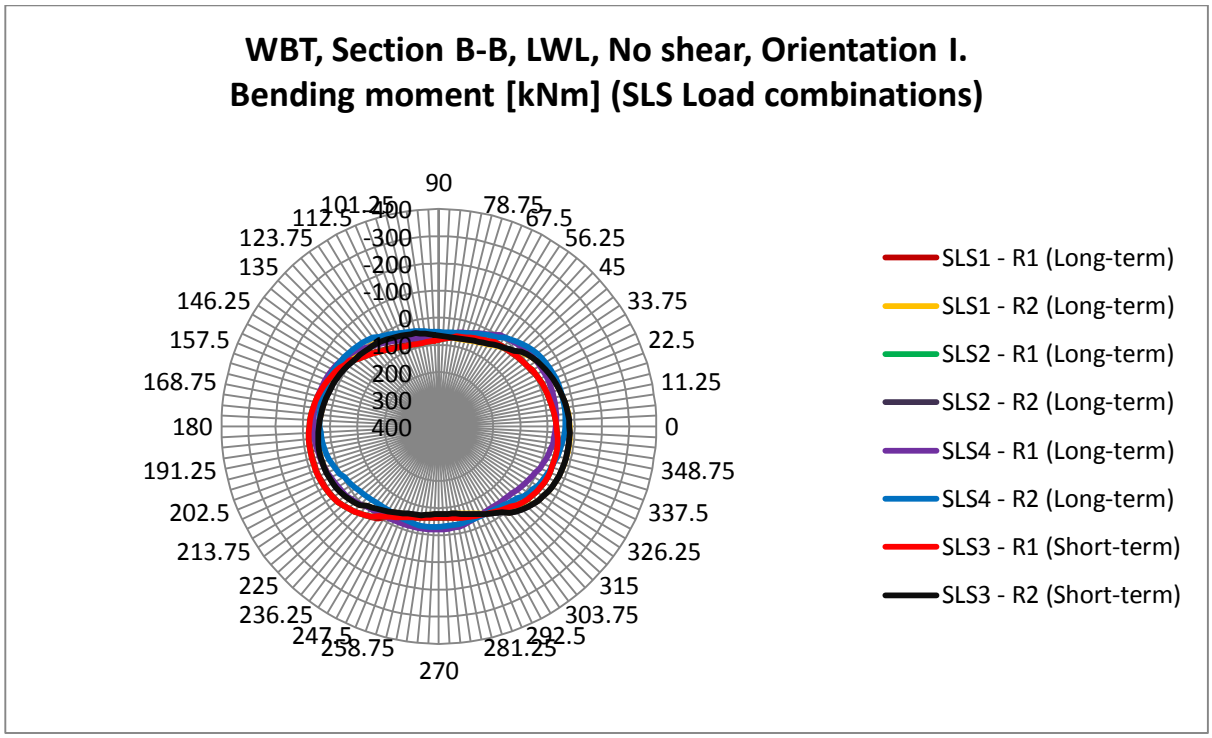

WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
-200
0
200
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

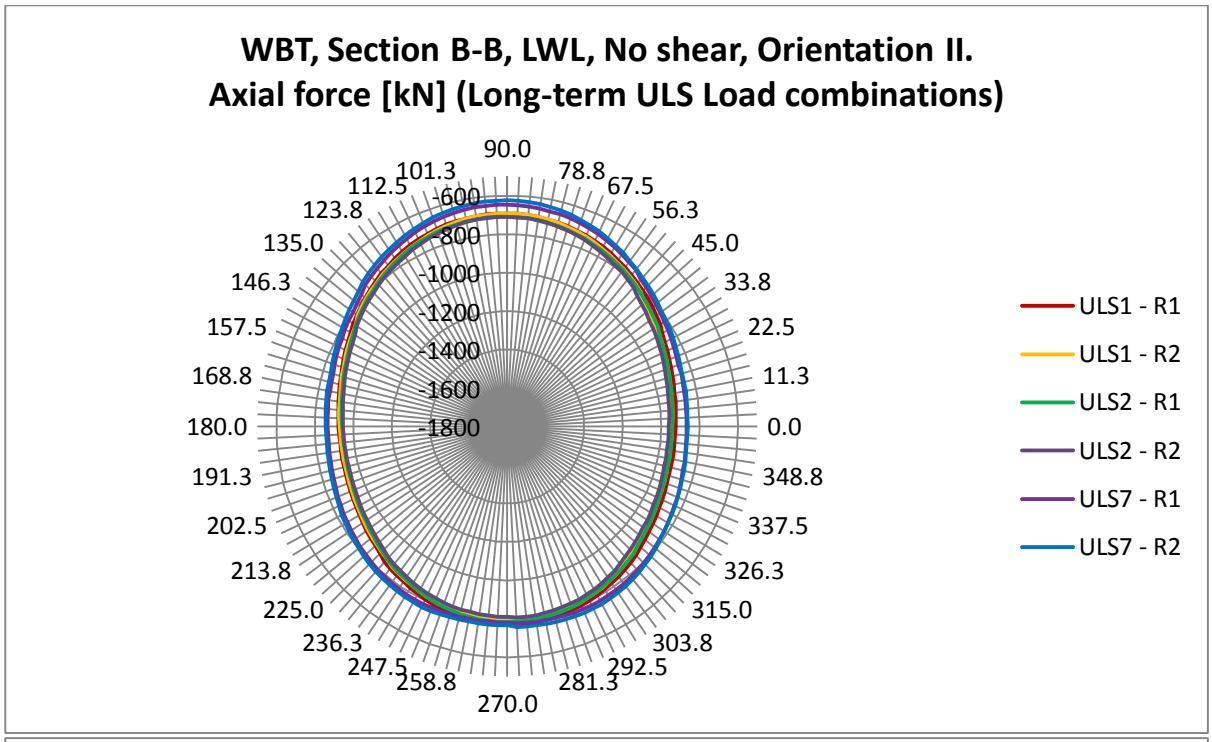
WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)

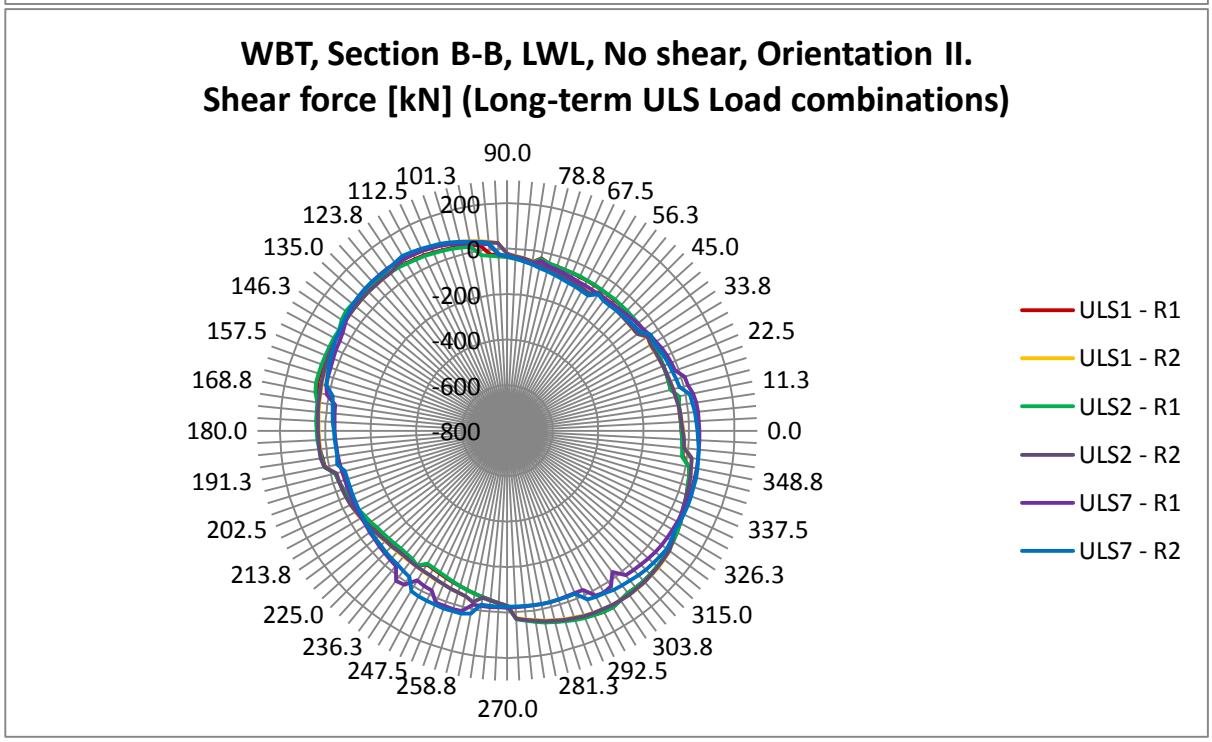


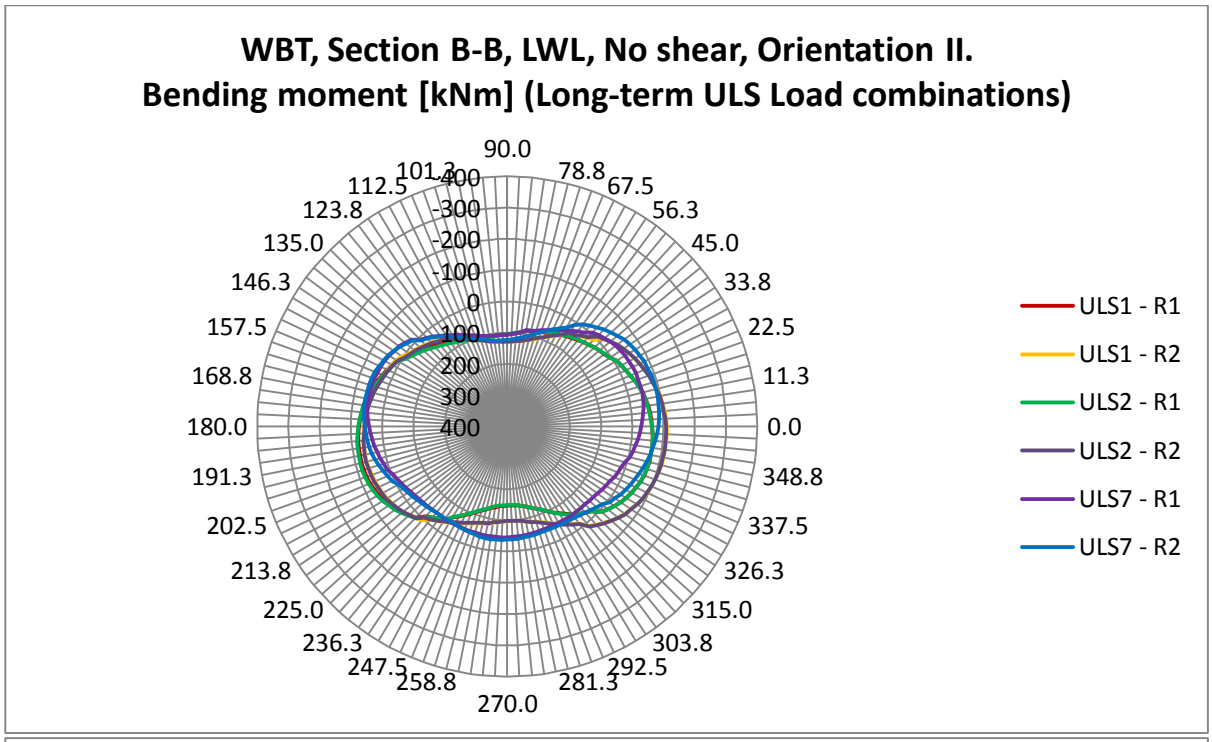
WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)

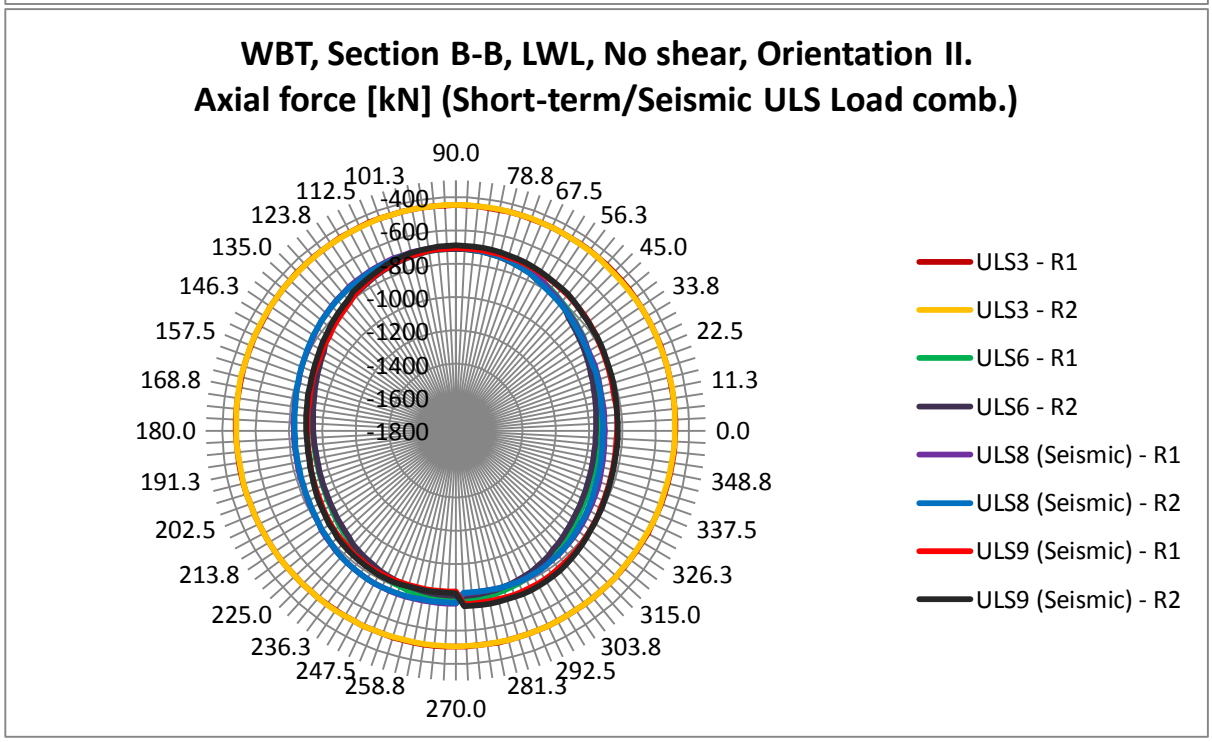


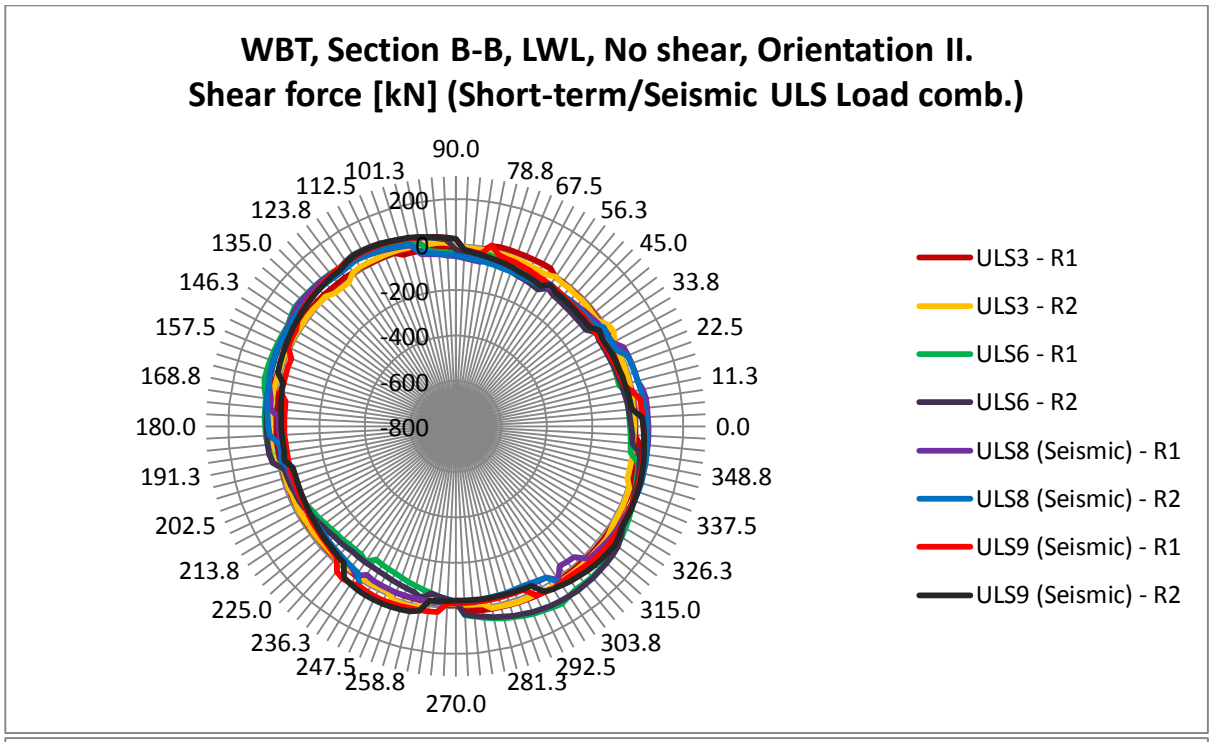

WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

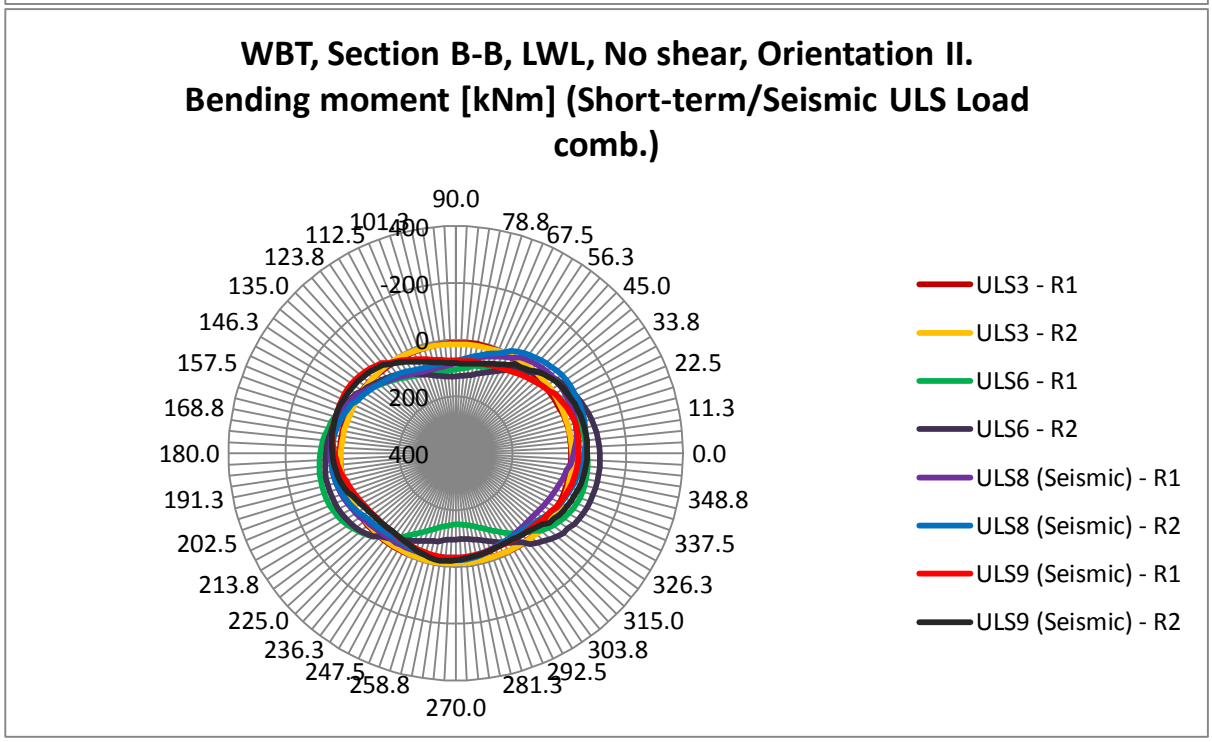

WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

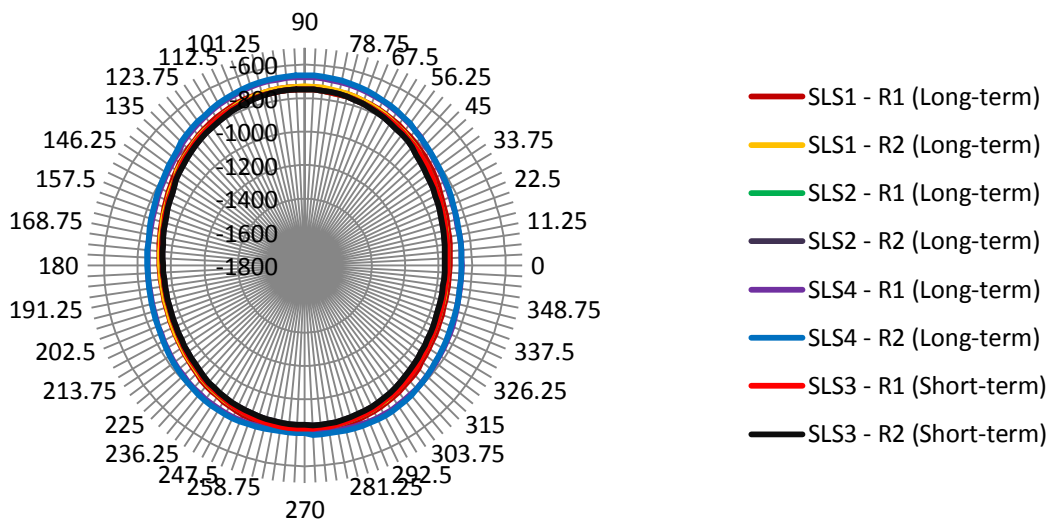

WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

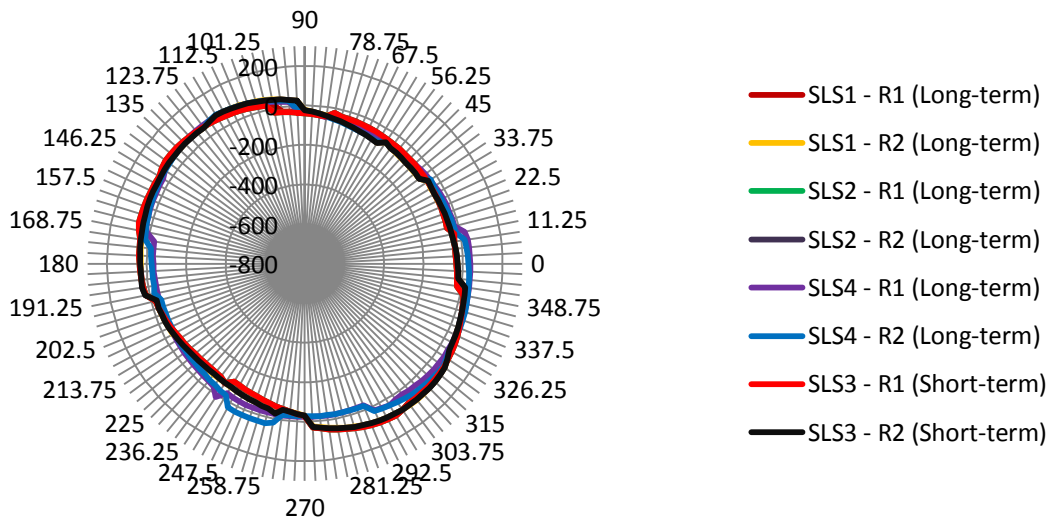

WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

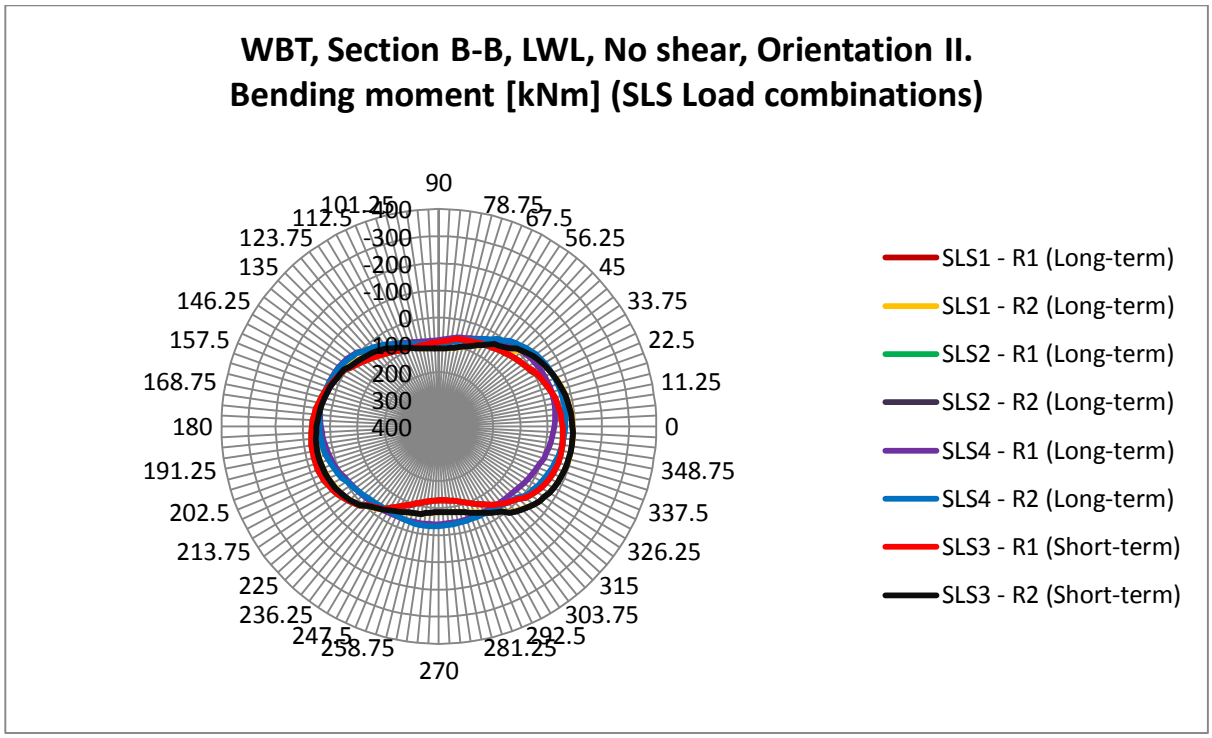

WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
-200
0
200
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)

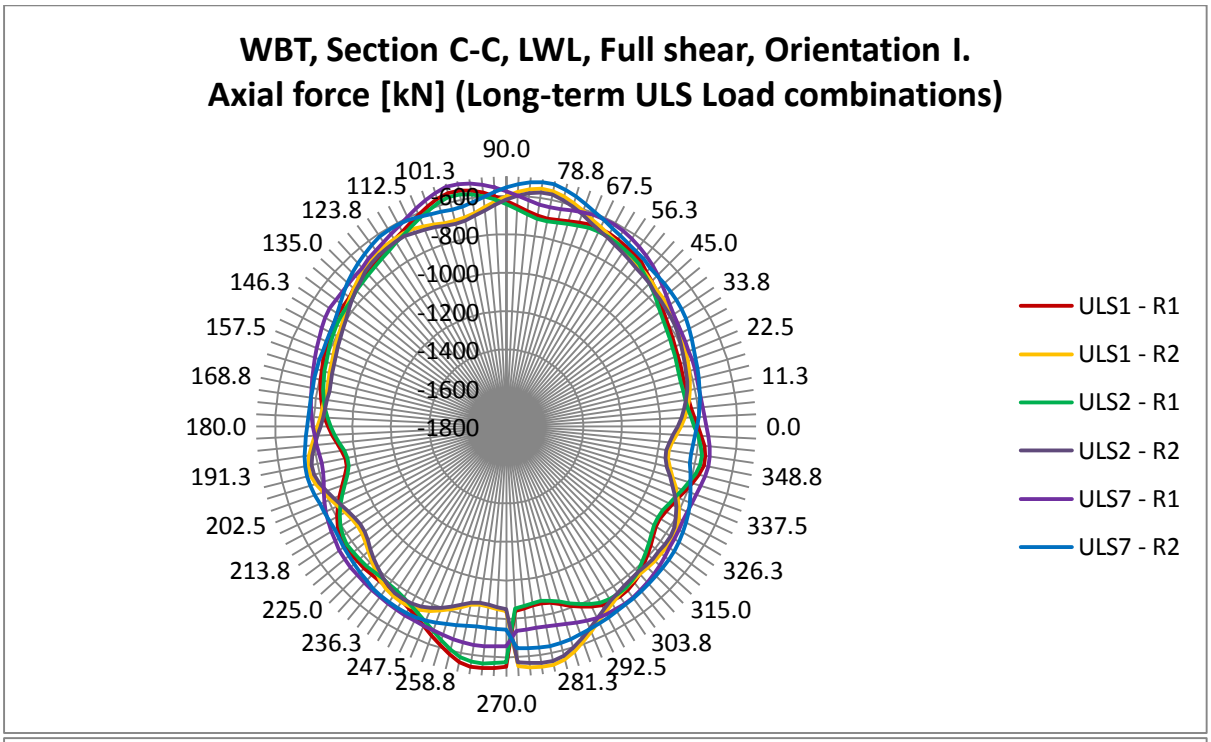


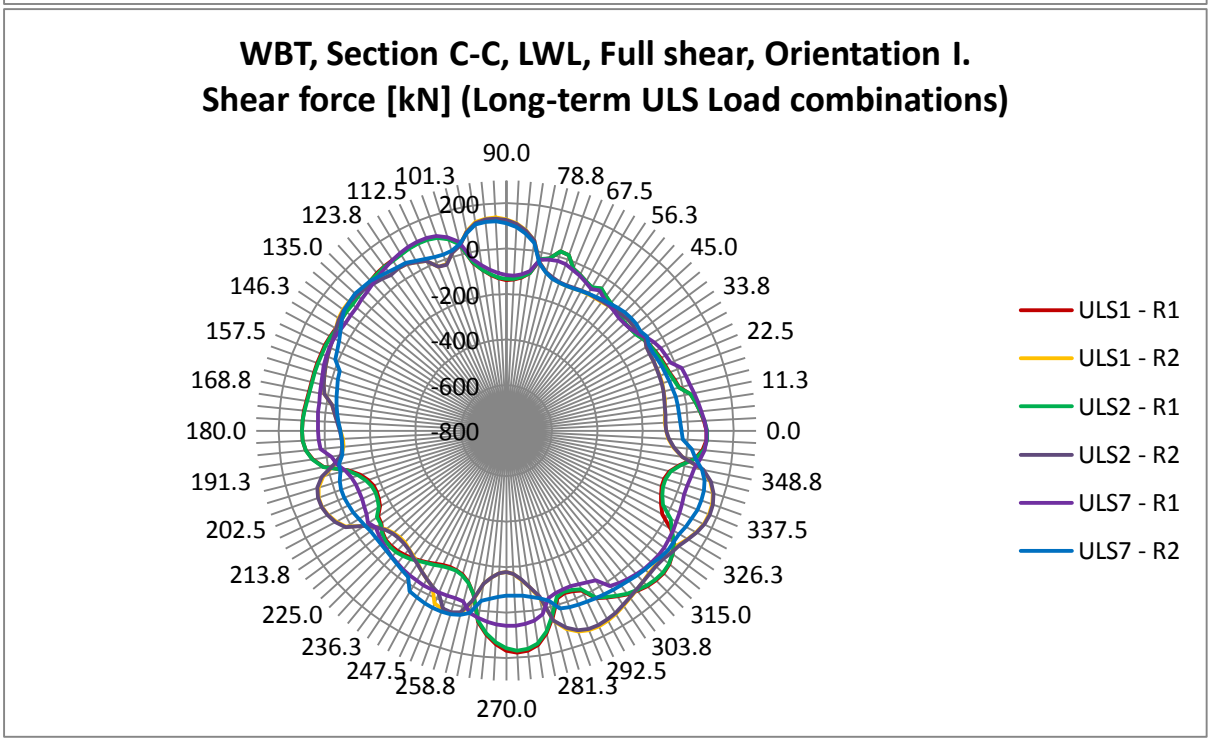
WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)

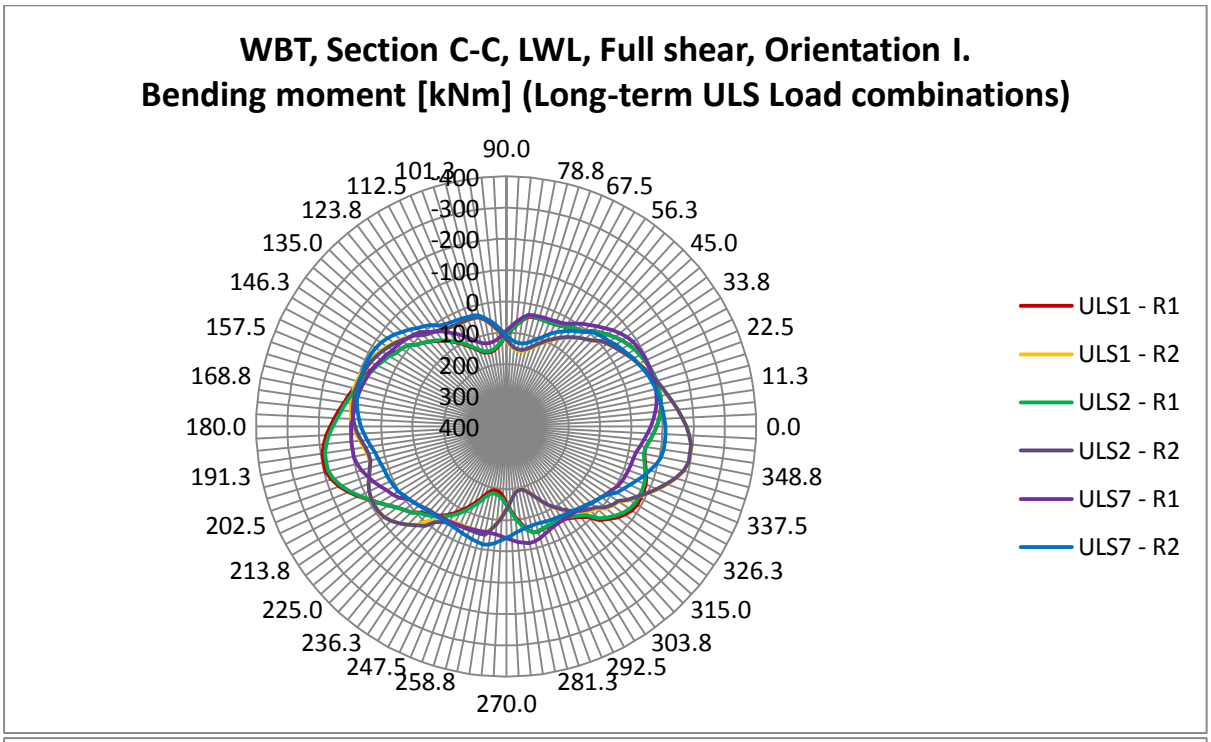


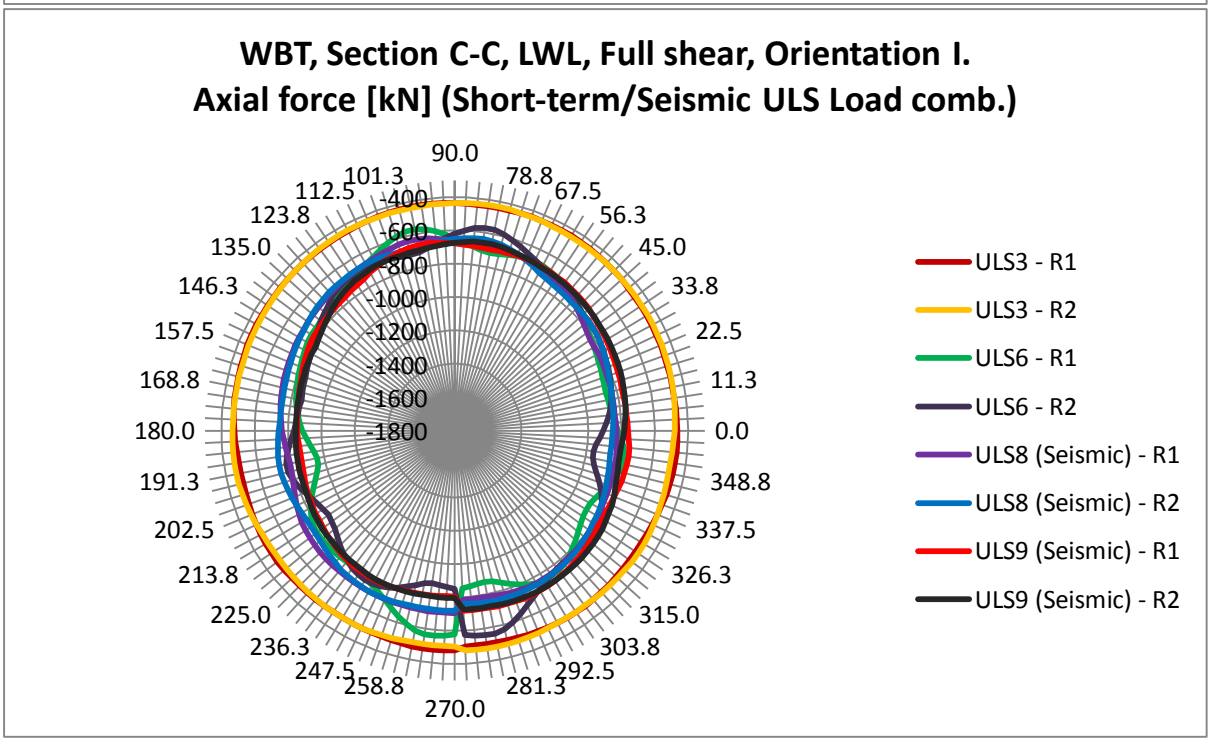

WBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

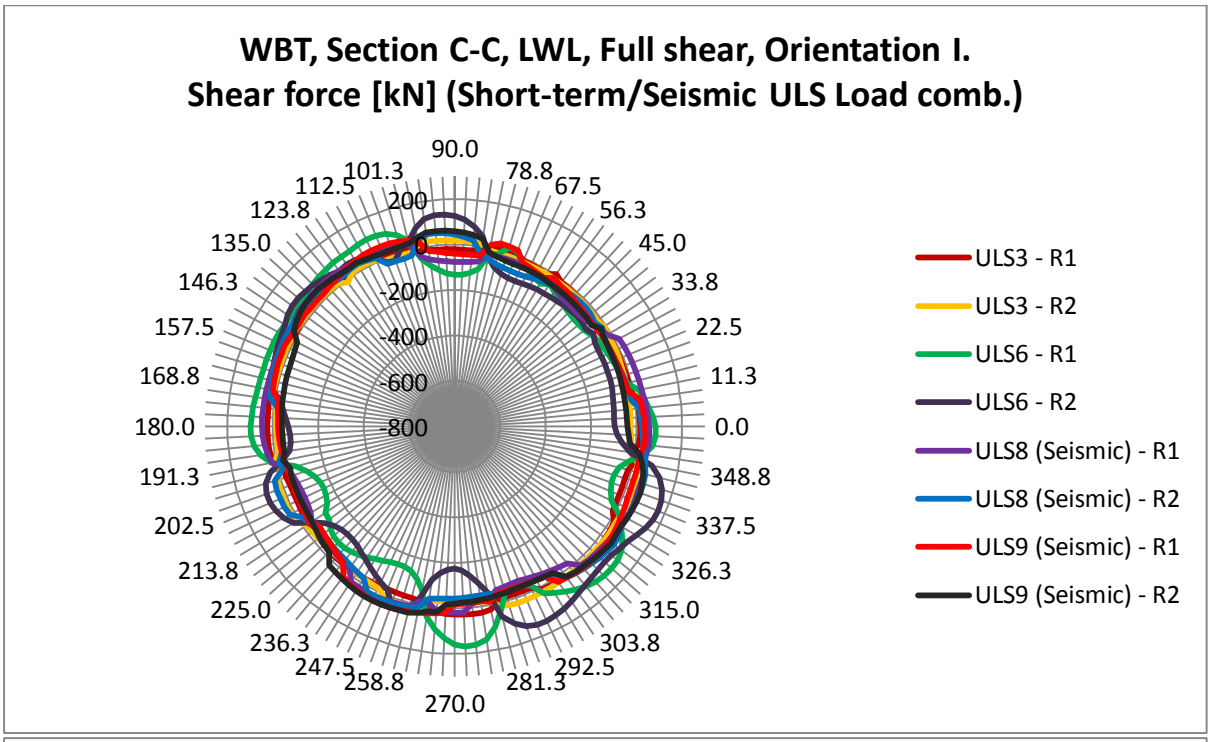
West-Boundtrack Tunnel
Section C-C
Load condition: Low Groundwater Level; Full Shear (Case 3)

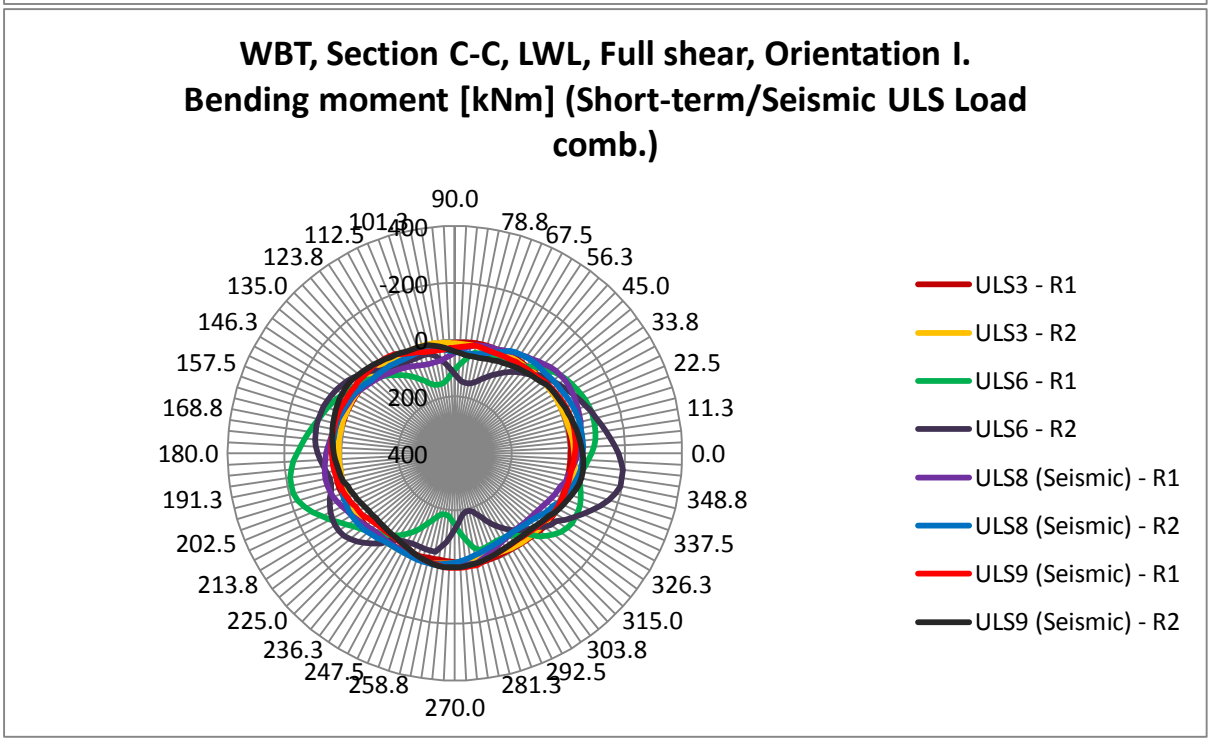

WBT, Section C-C, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

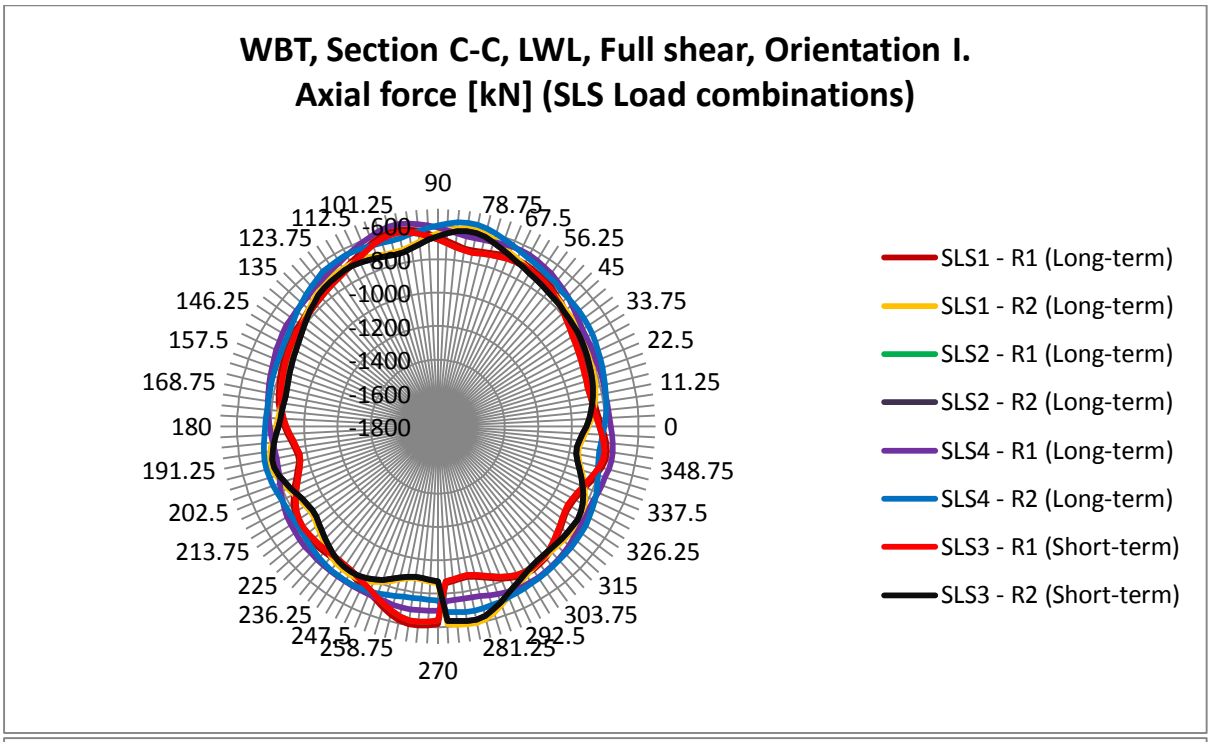

WBT, Section C-C, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

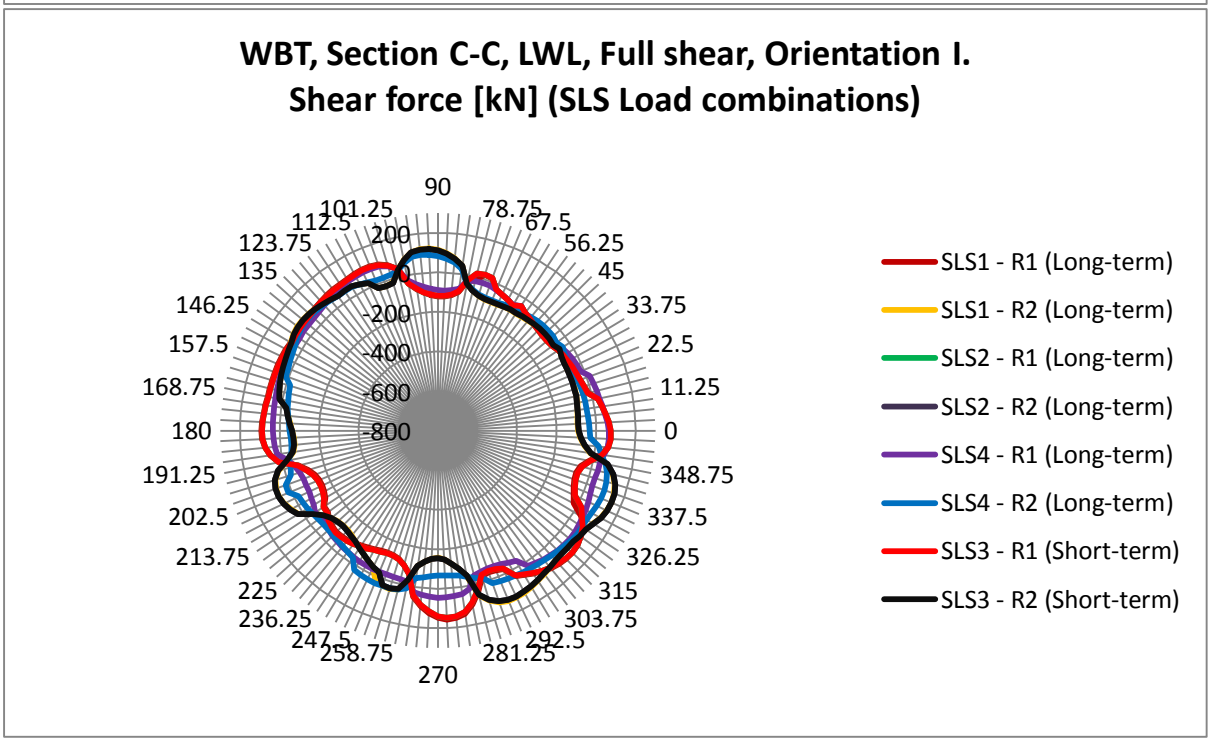

WBT, Section C-C, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

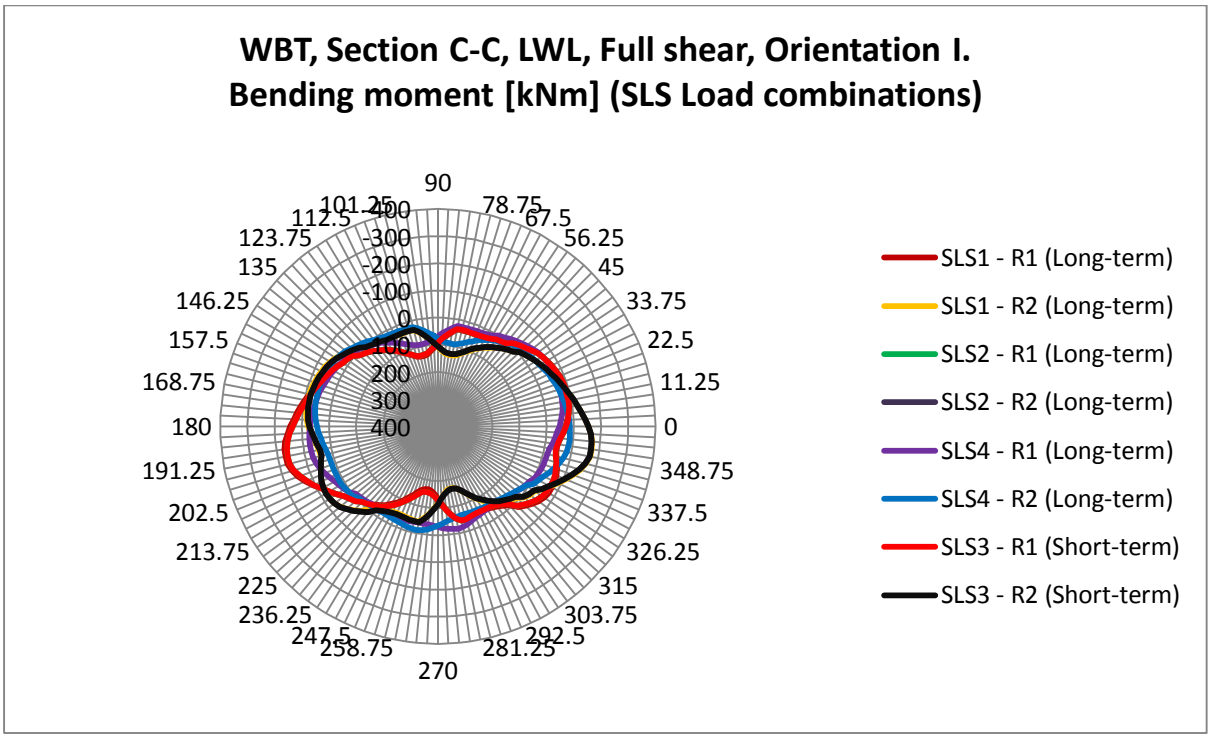

WBT, Section C-C, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

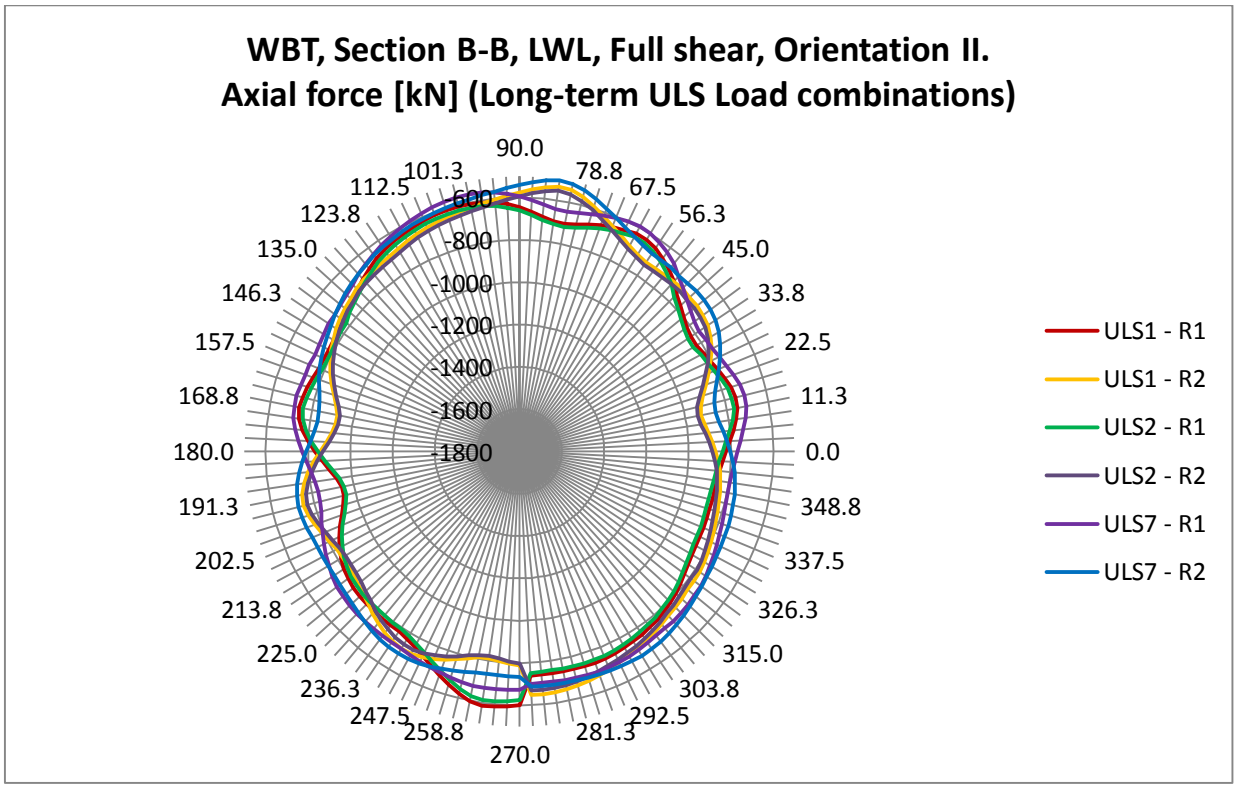

WBT, Section C-C, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

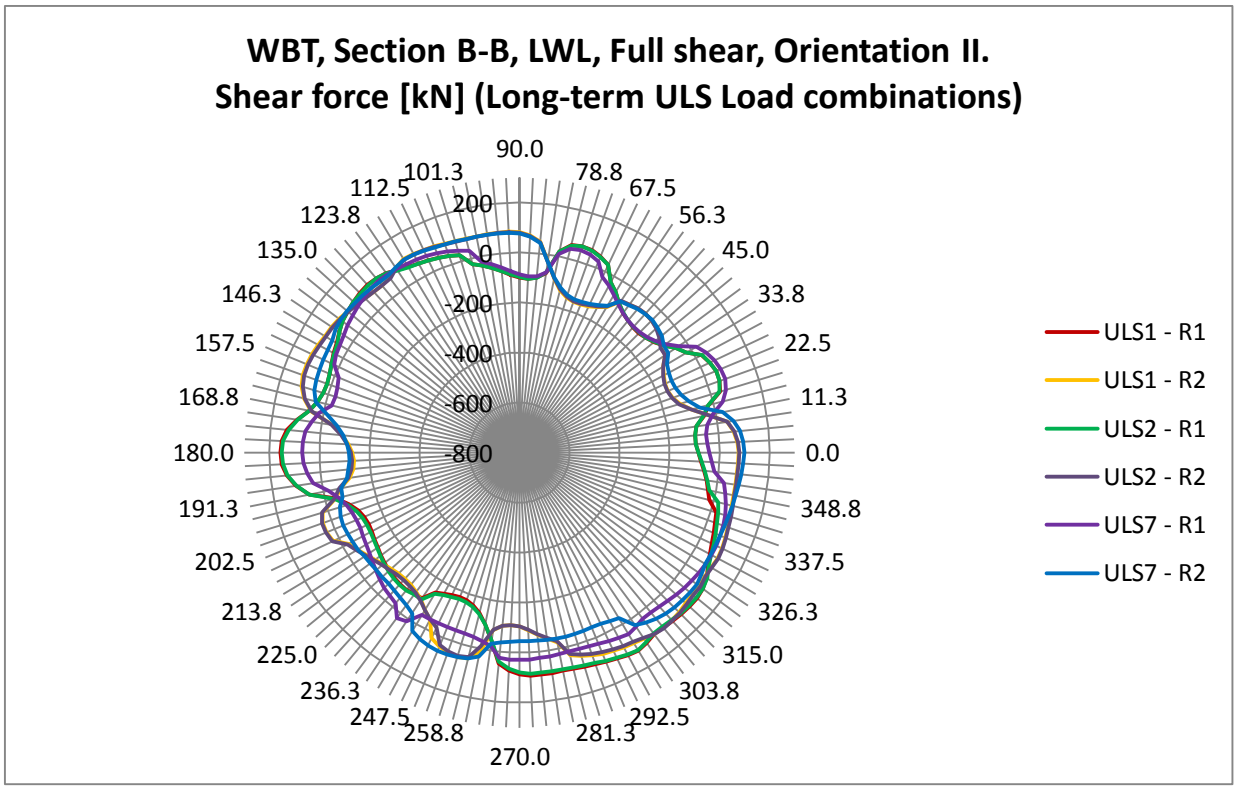

WBT, Section C-C, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
-200
0
200
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

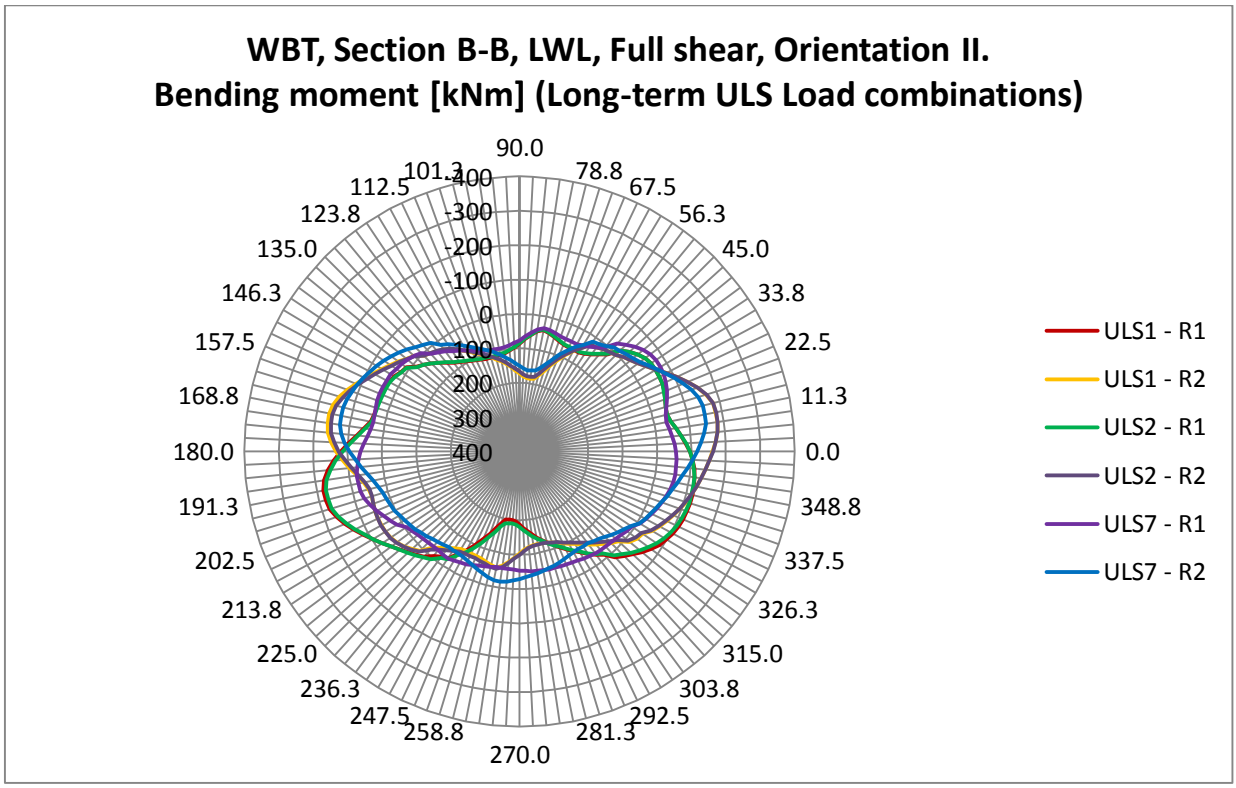

WBT, Section C-C, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

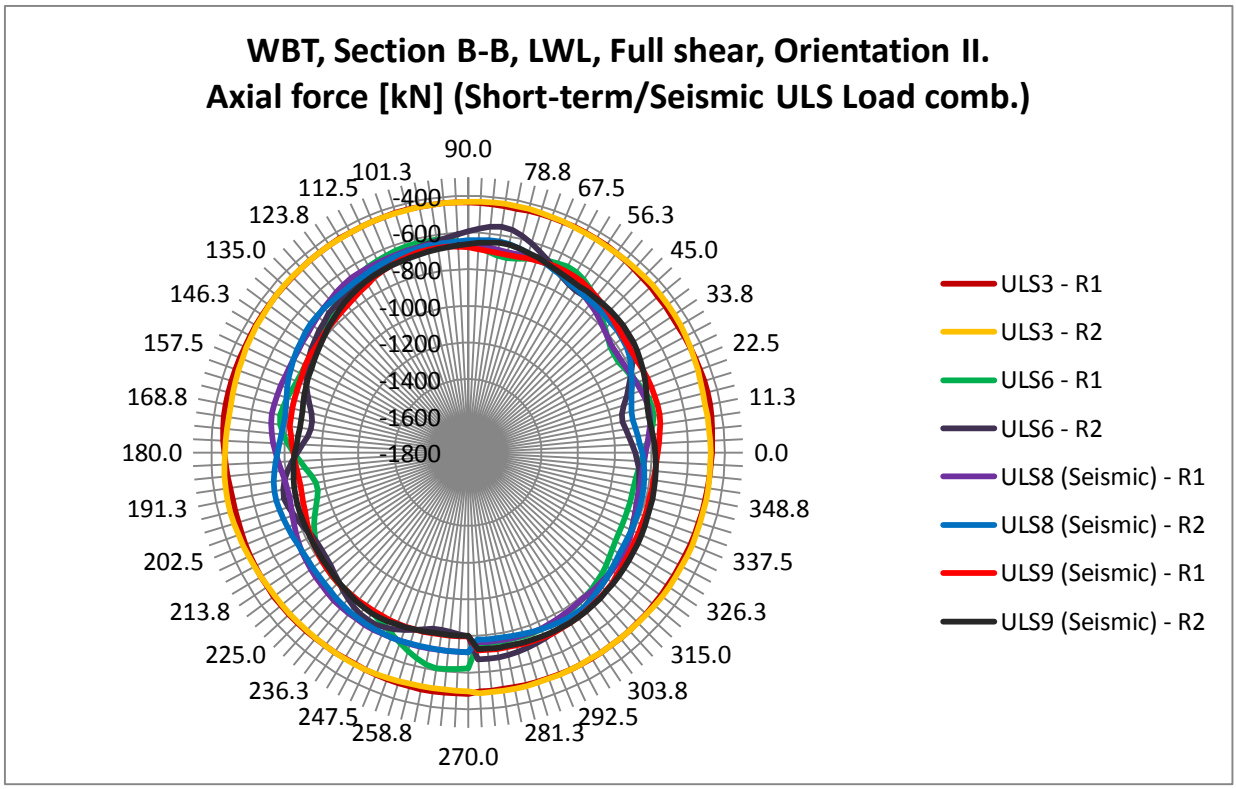

WBT, Section C-C, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
200
0
-200
-400
-600
-800
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

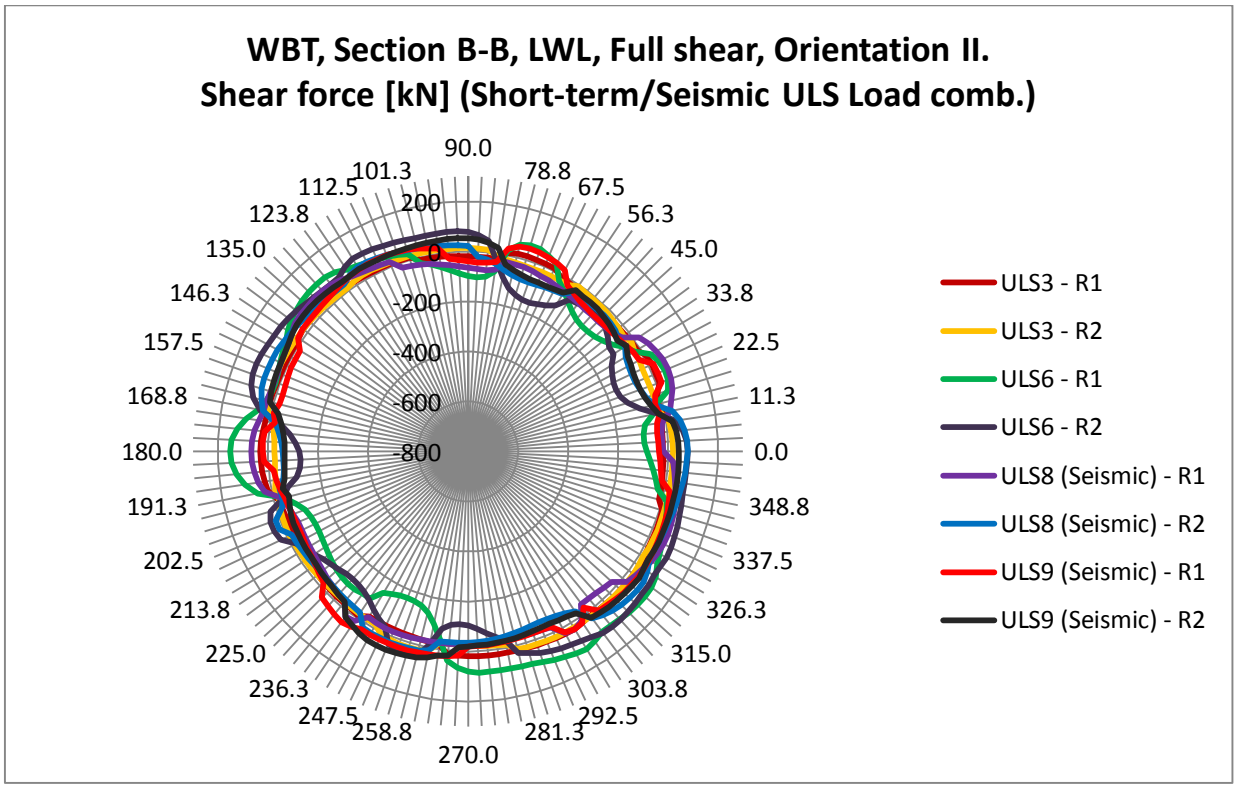

WBT, Section C-C, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

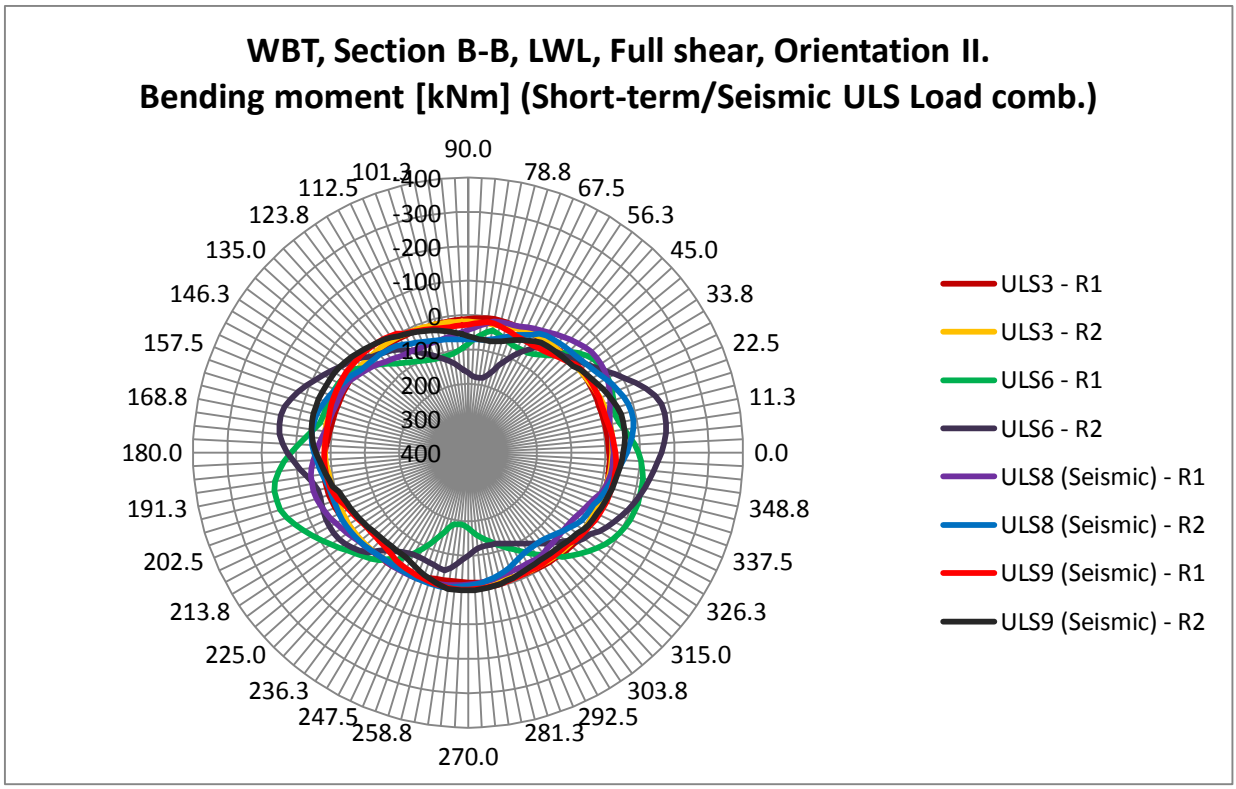

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

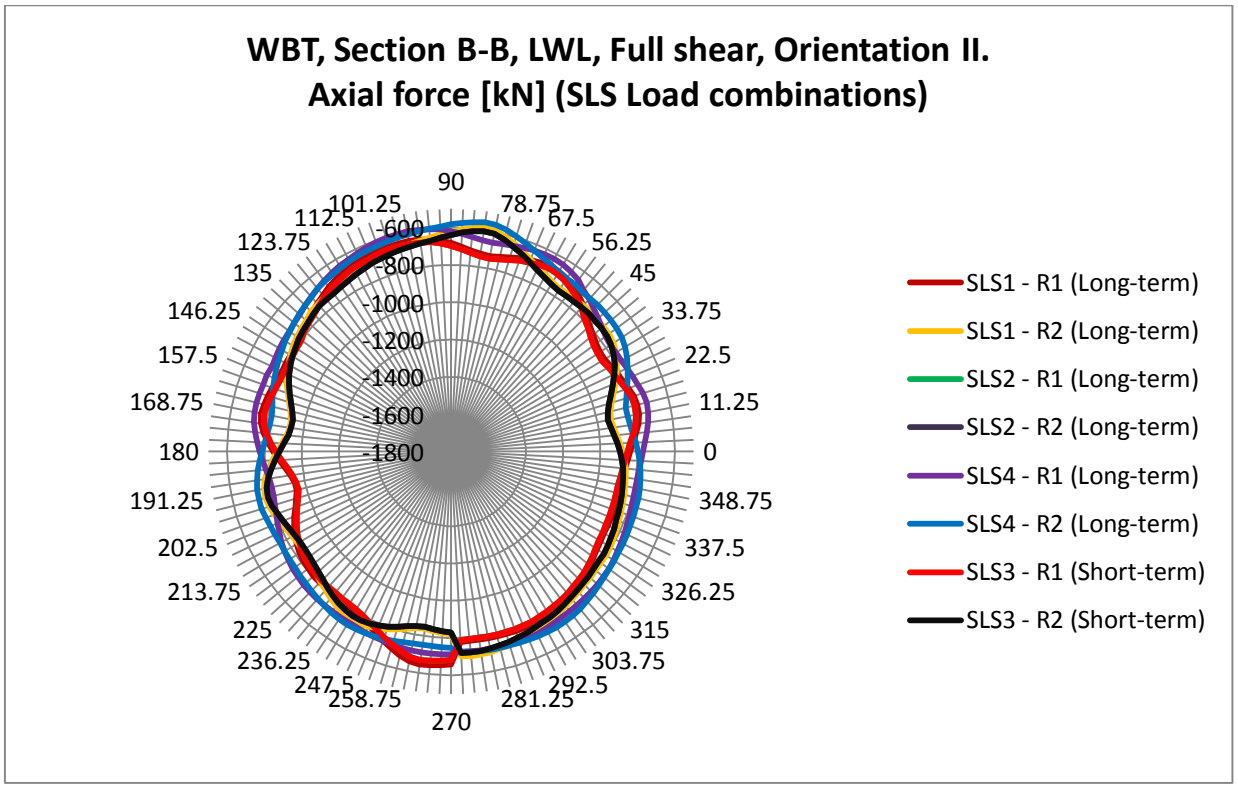

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

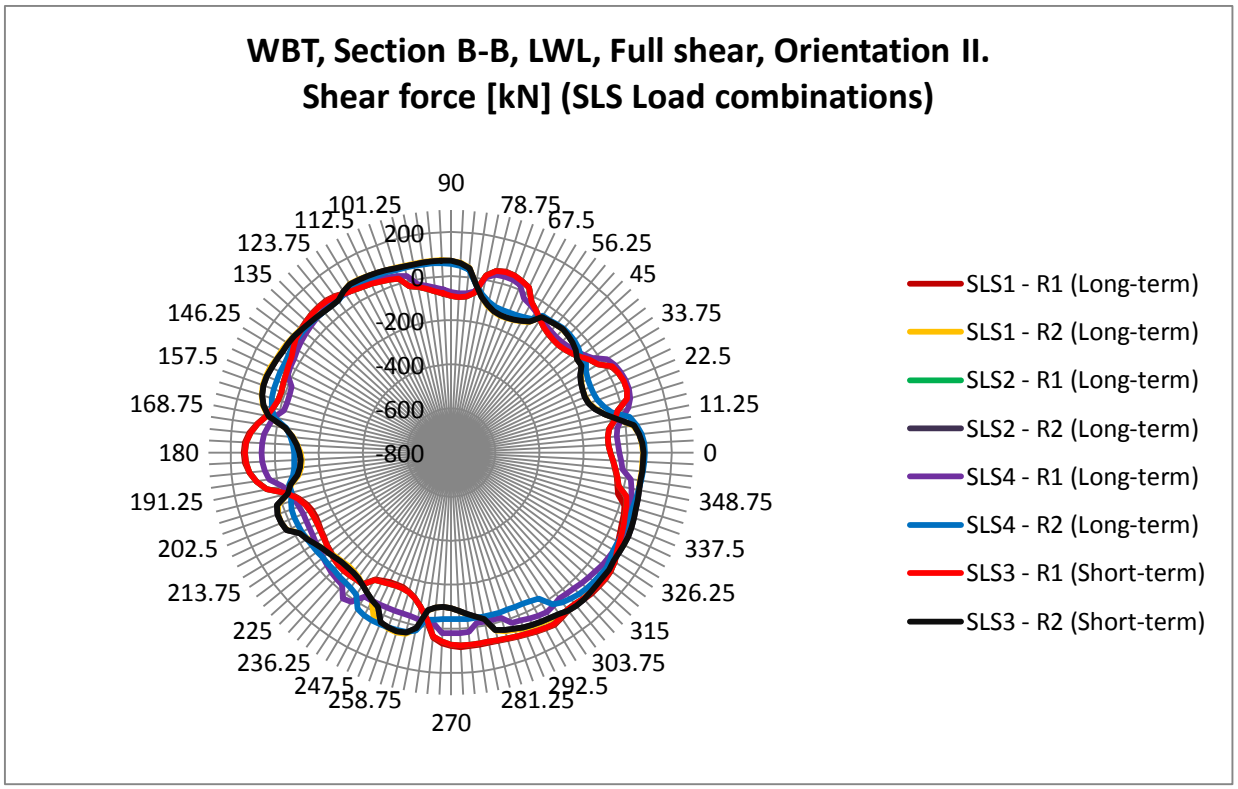

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

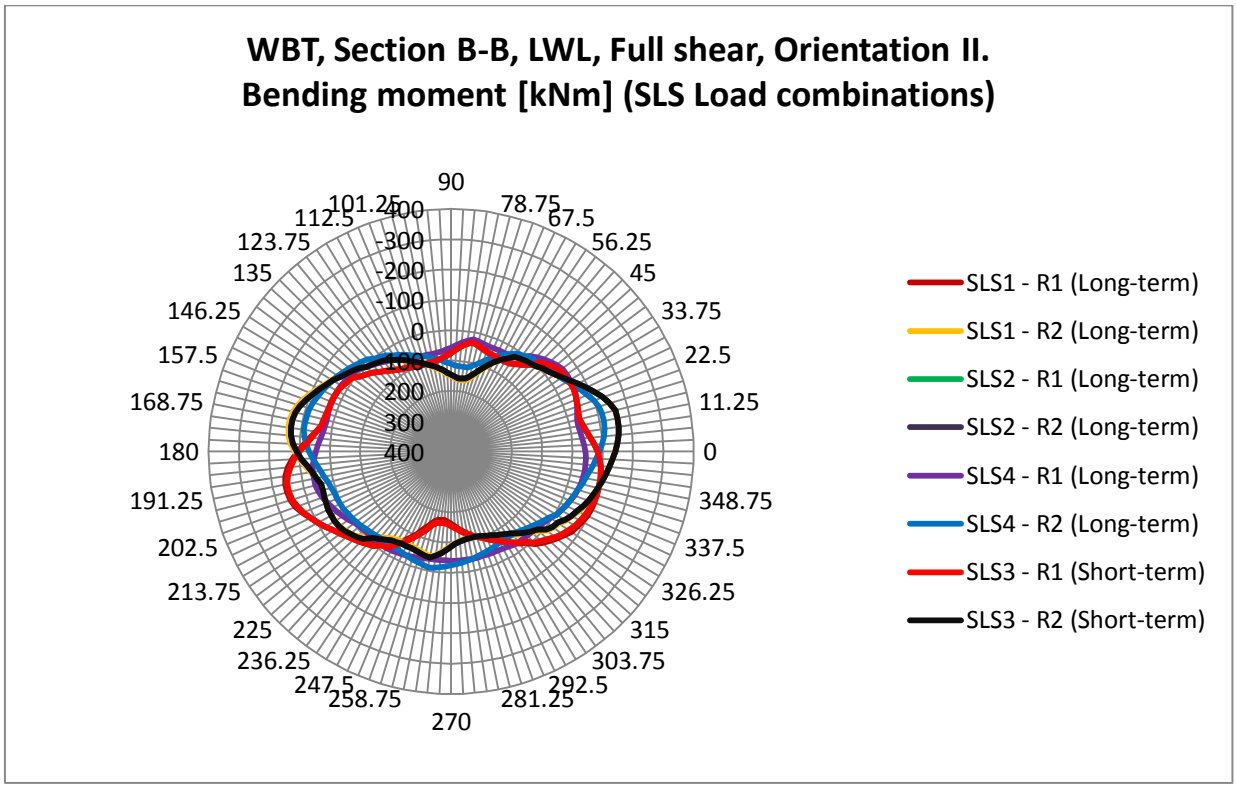

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2


WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2


WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2


WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

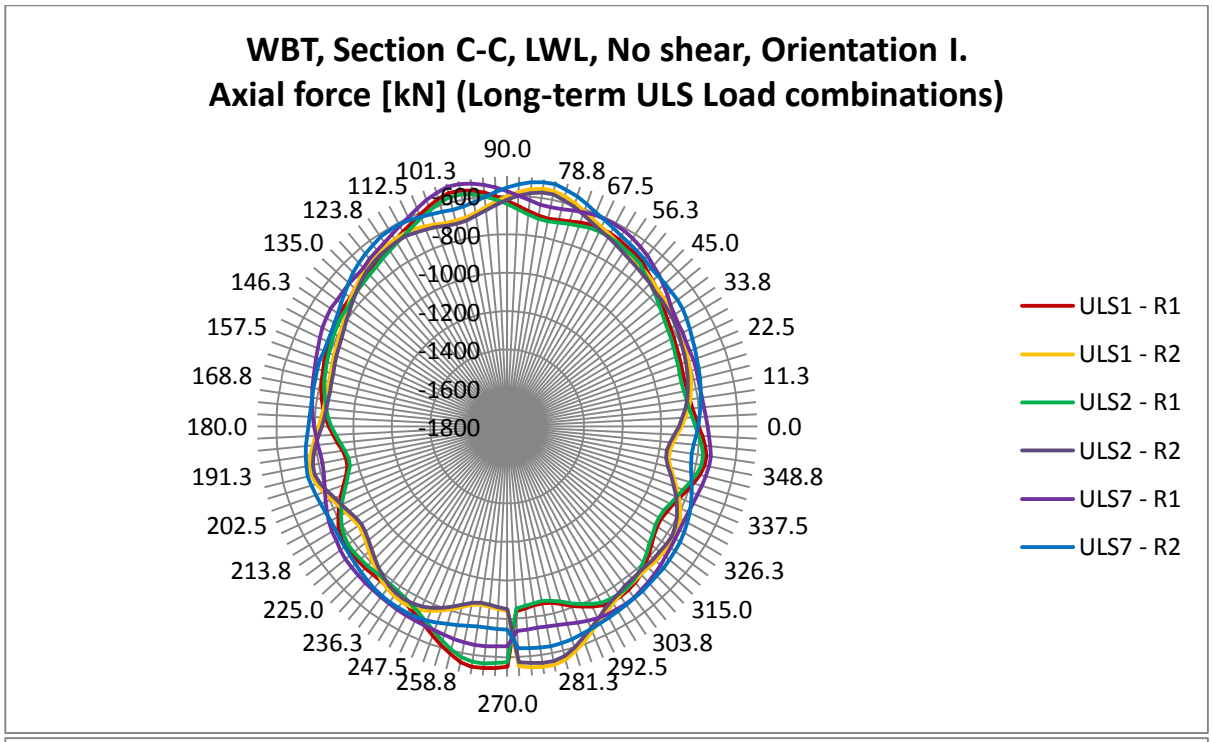

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
200
0
-200
-400
-600
-800
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

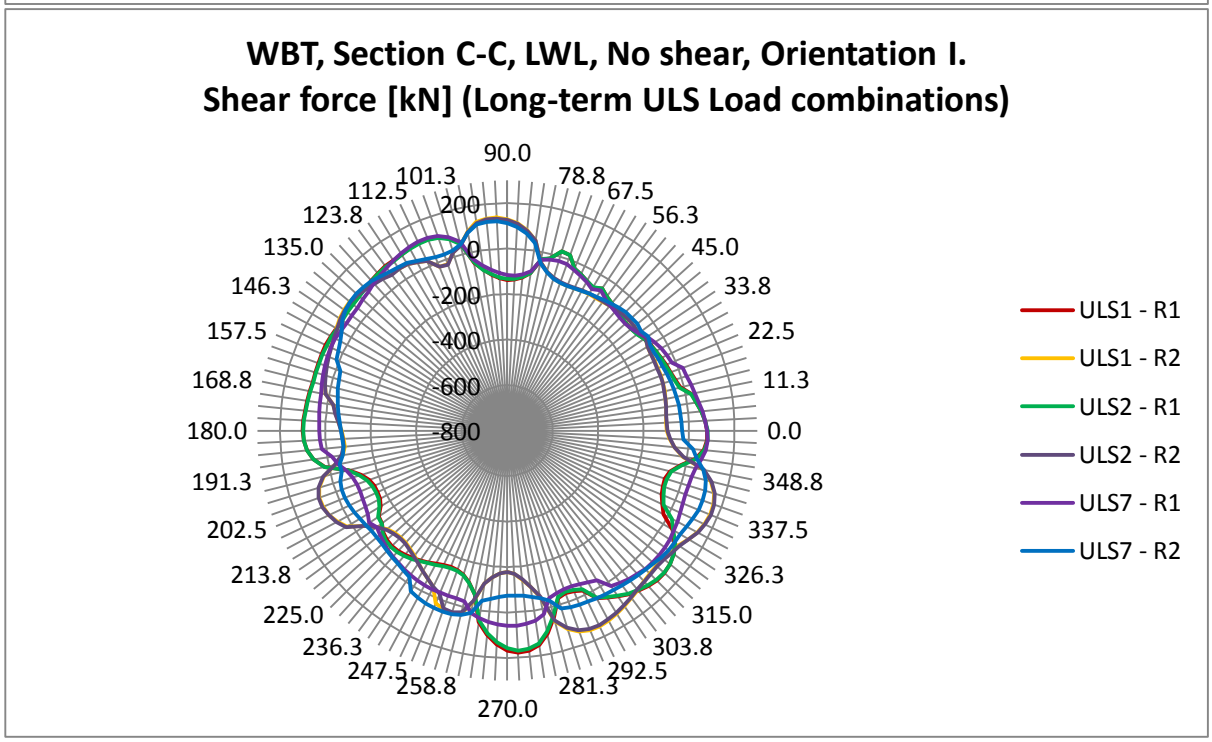

WBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

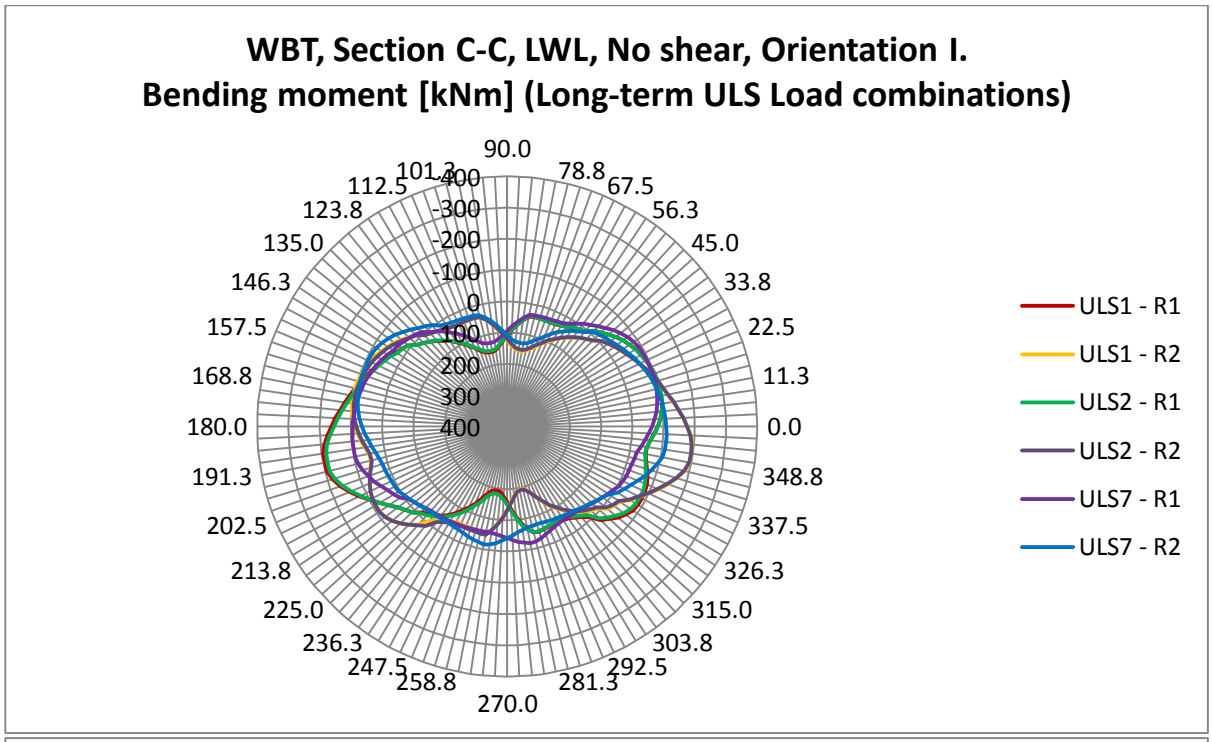
West-Boundtrack Tunnel

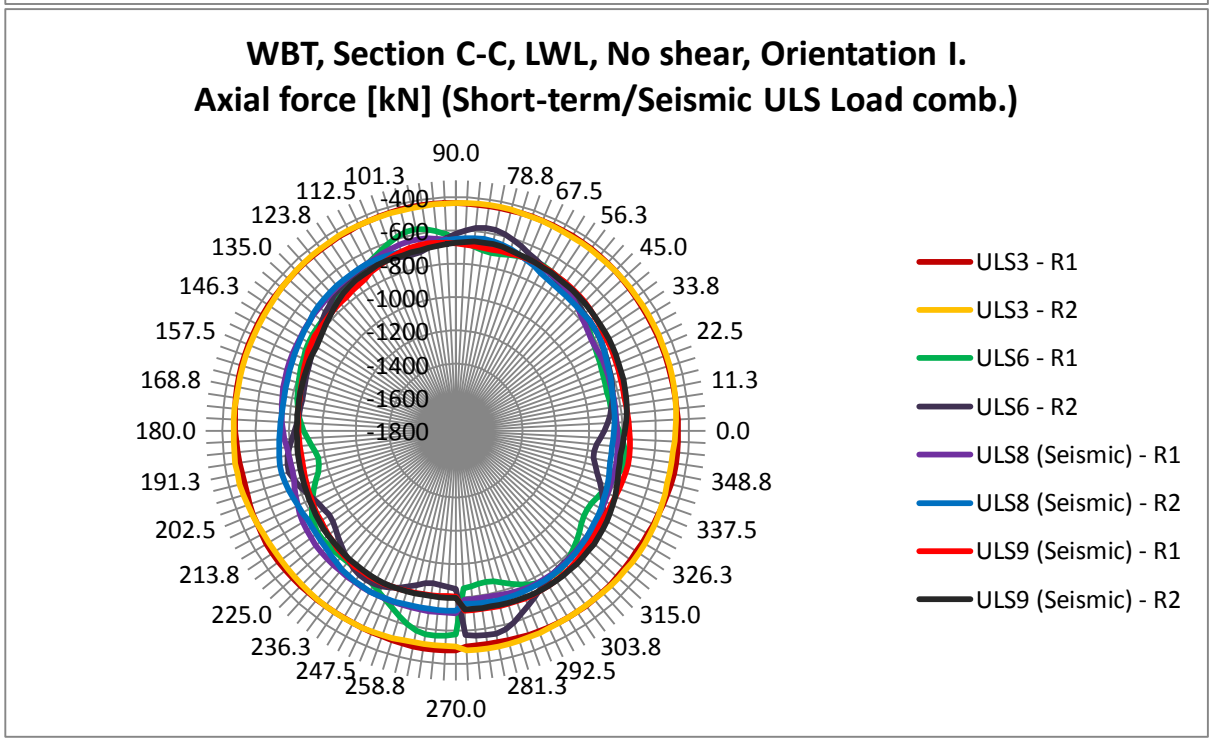
Section C-C

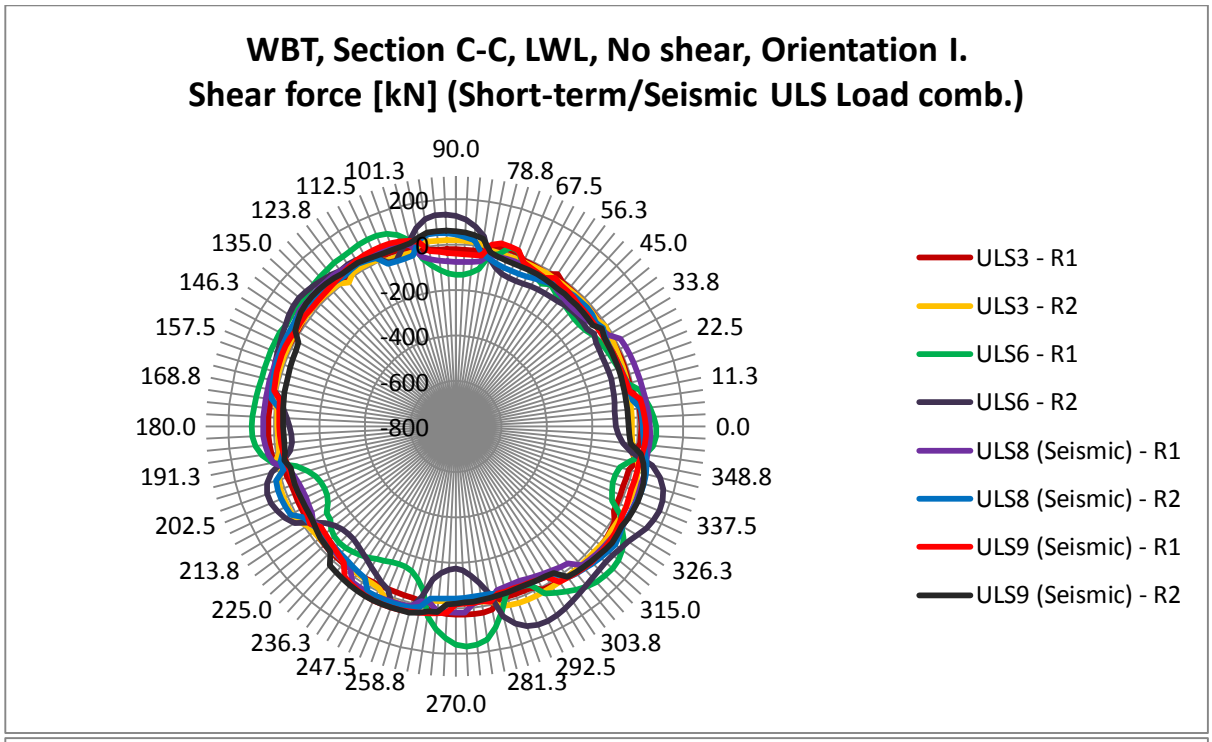
Load condition: Low Groundwater Level; No Shear (Case 3)

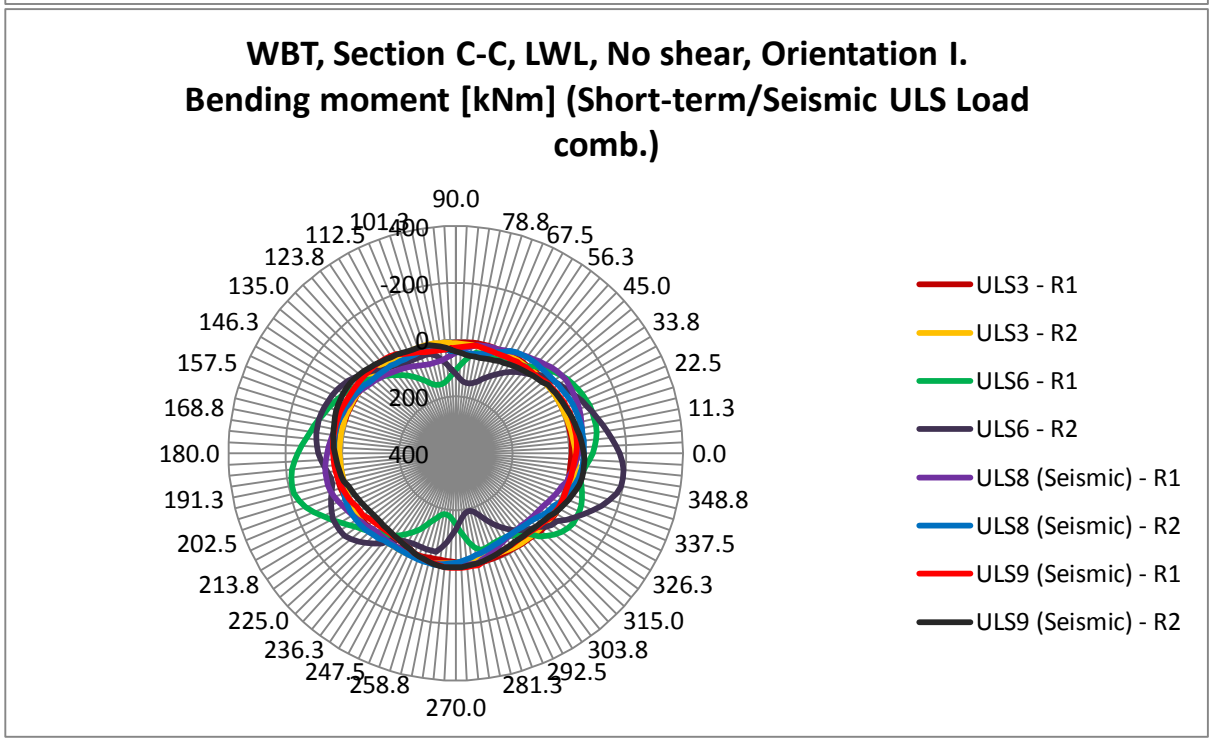

WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

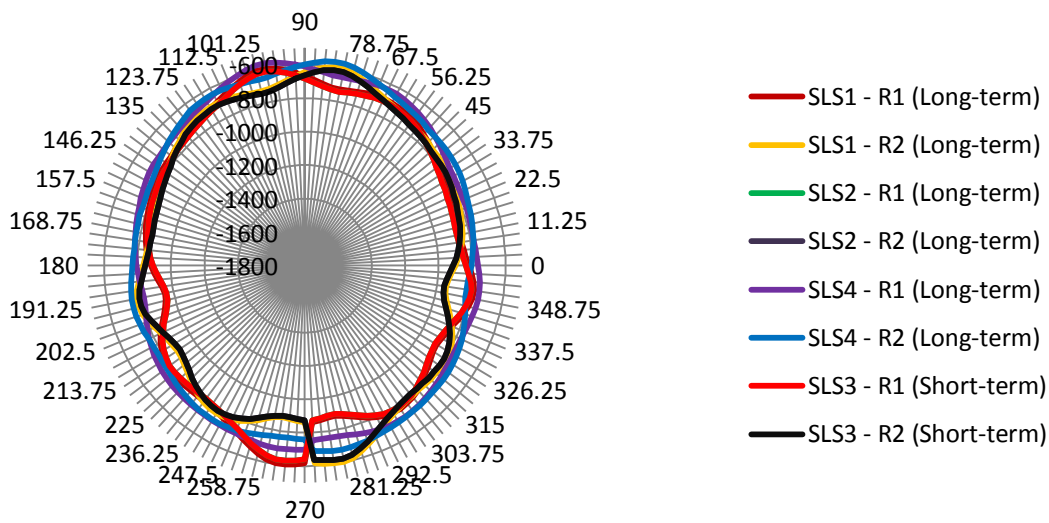

WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

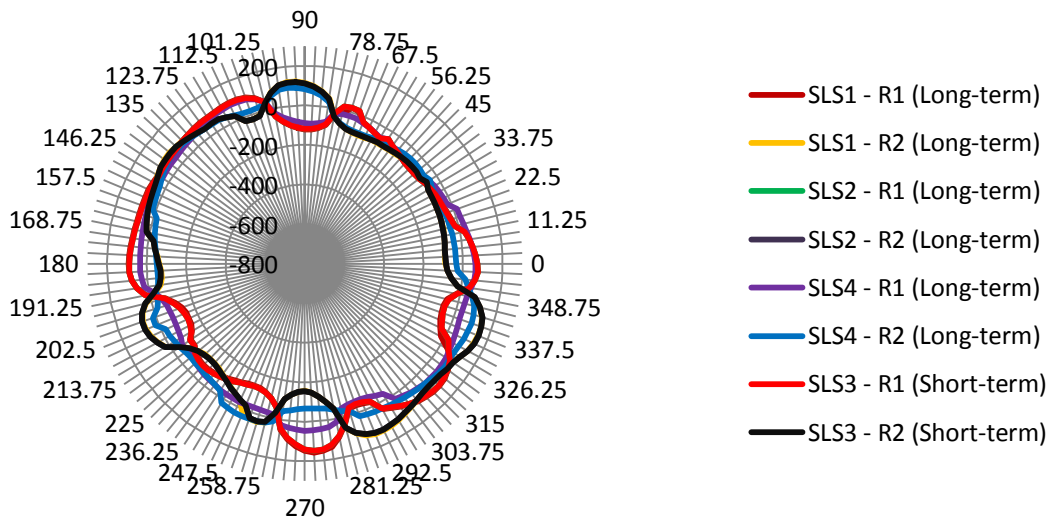

WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

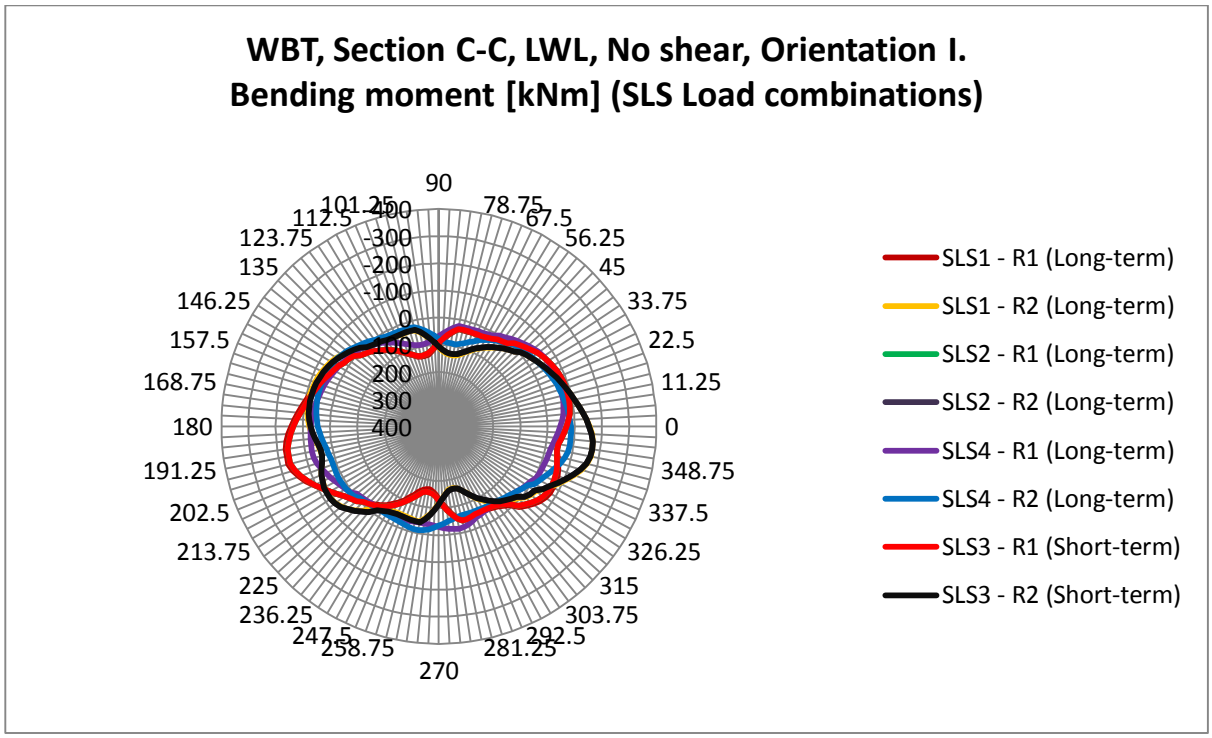

WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
-200
0
200
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

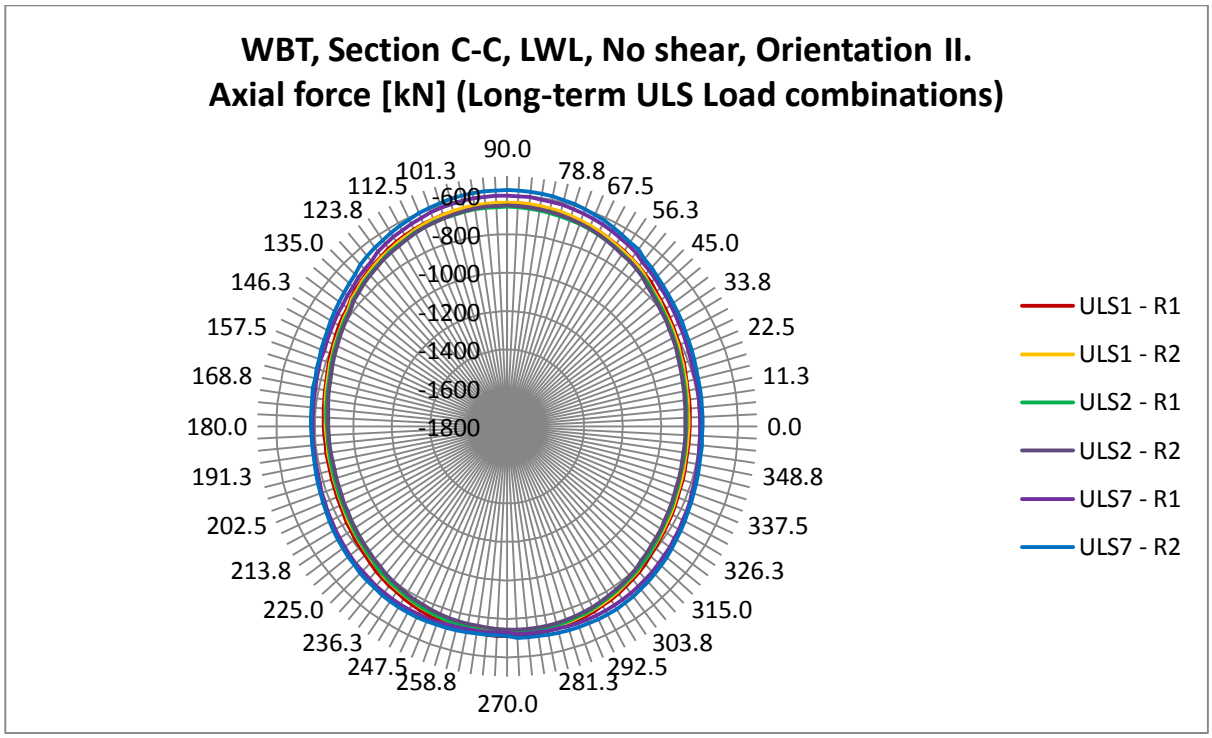
WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation I.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)

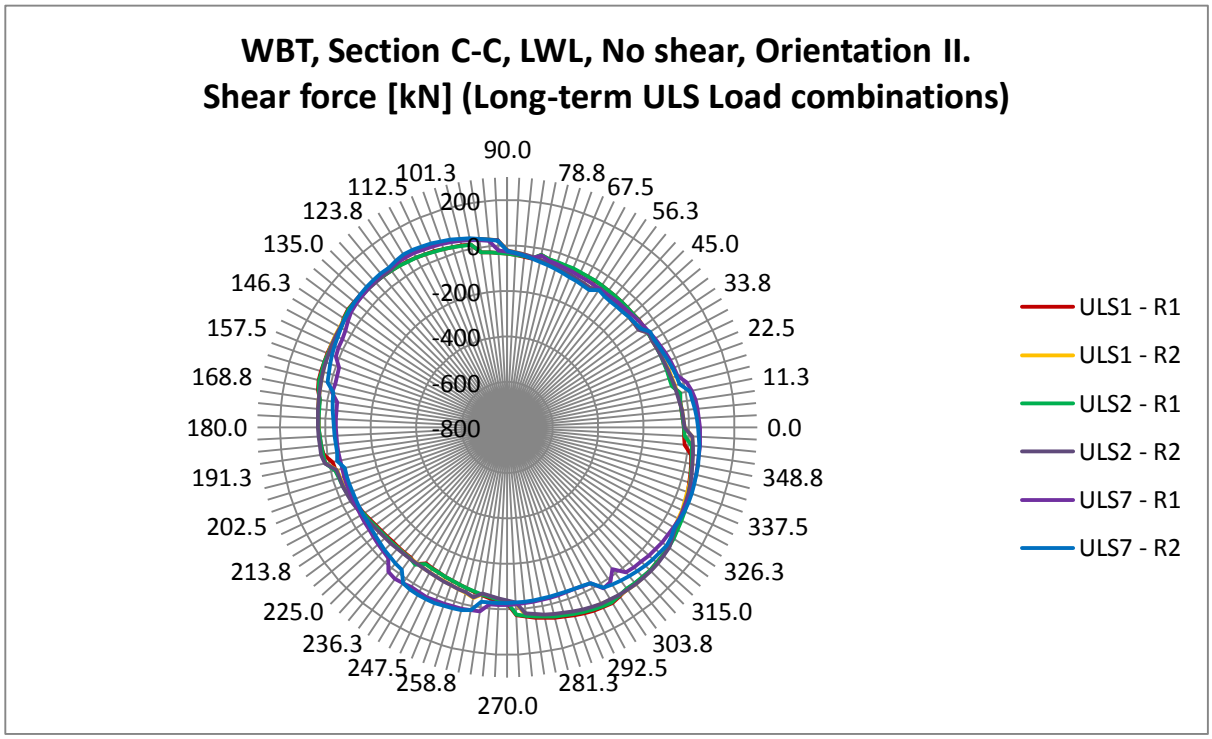


WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation I.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)

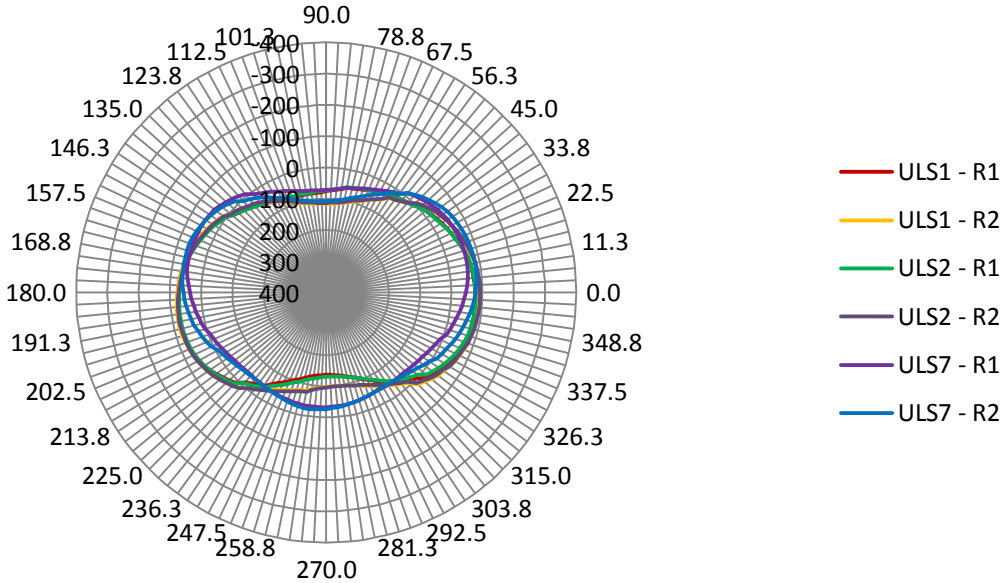



WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

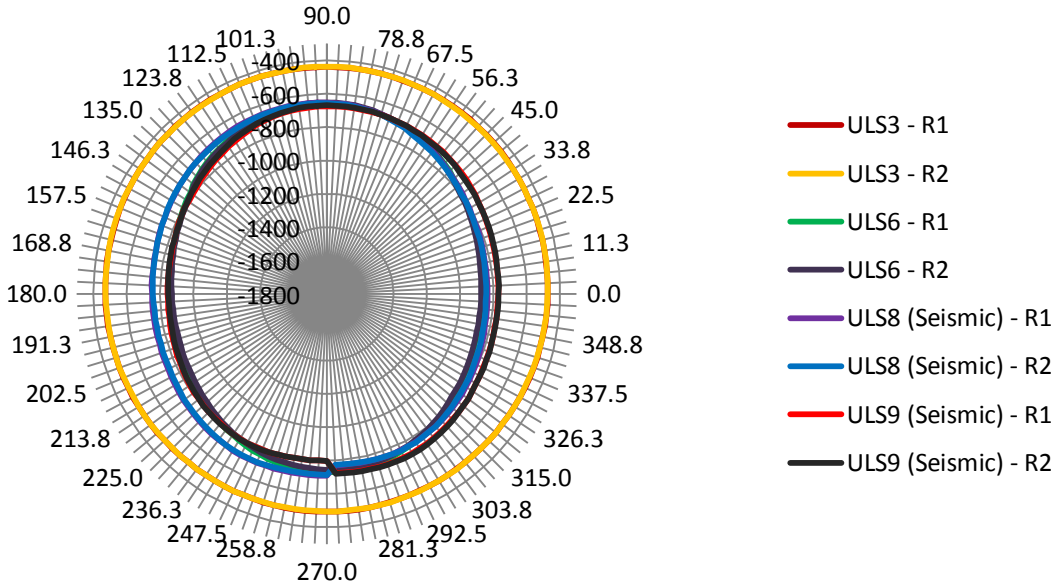

WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

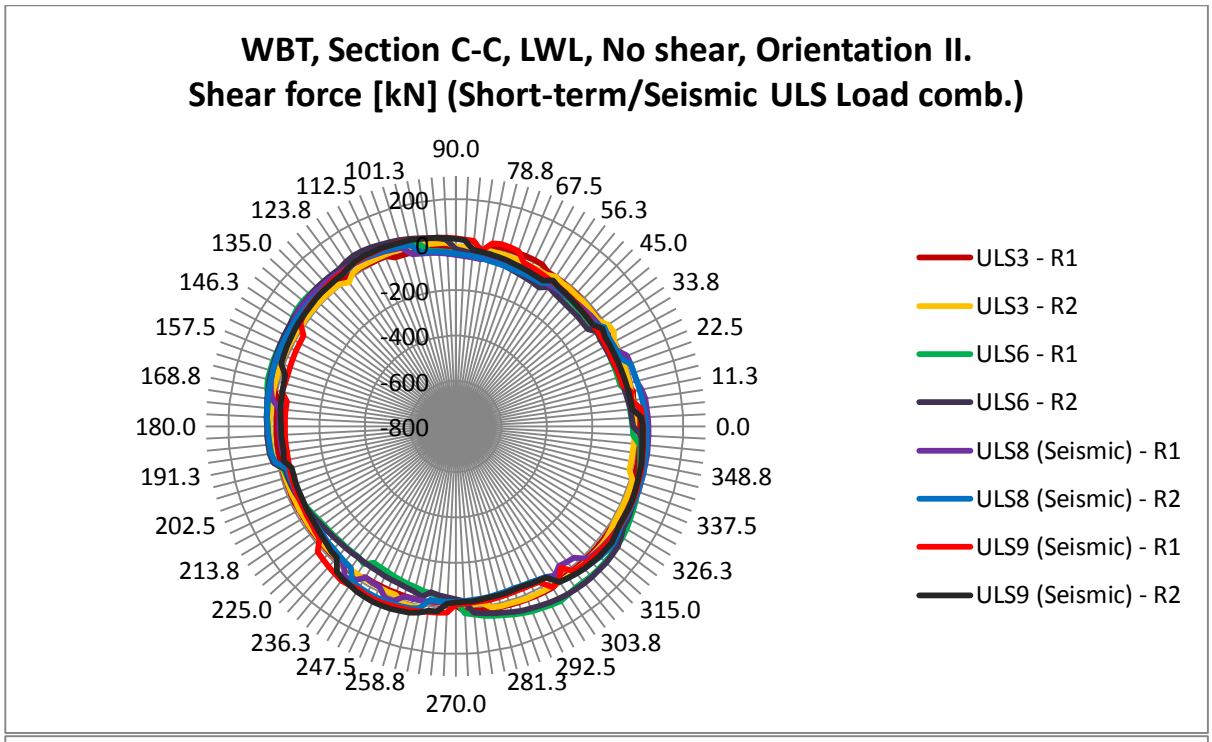

WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

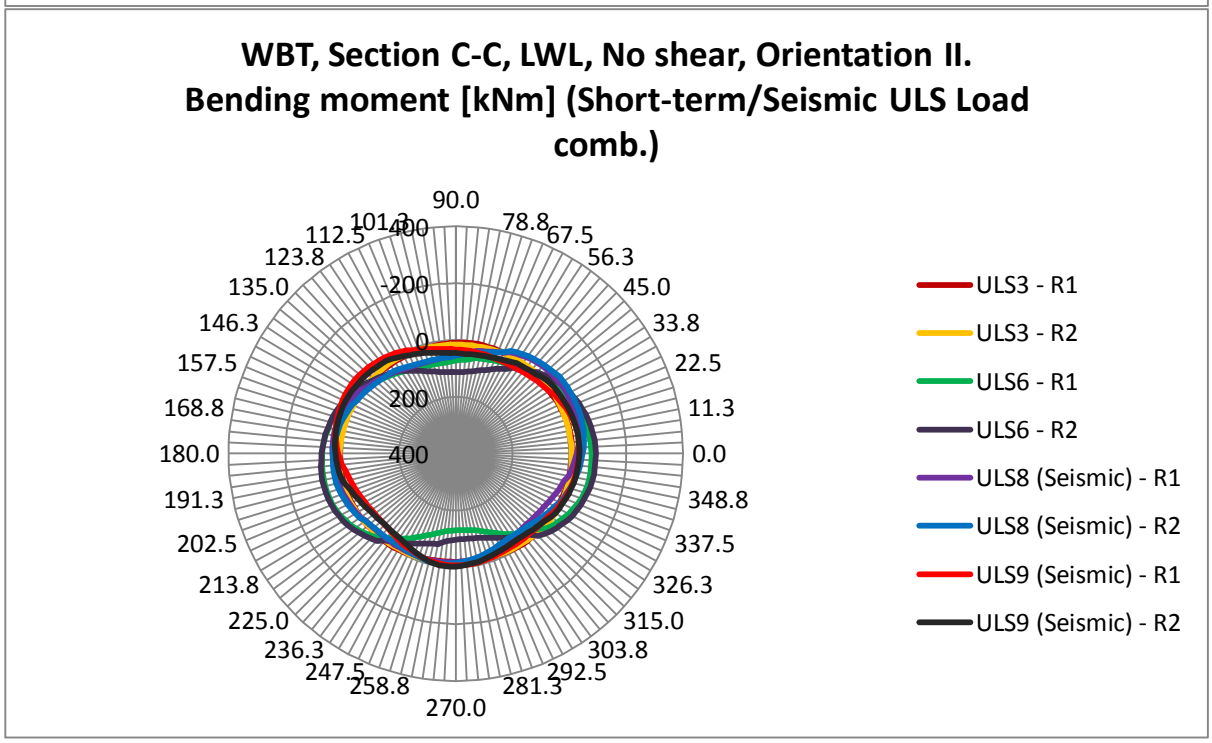
WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)



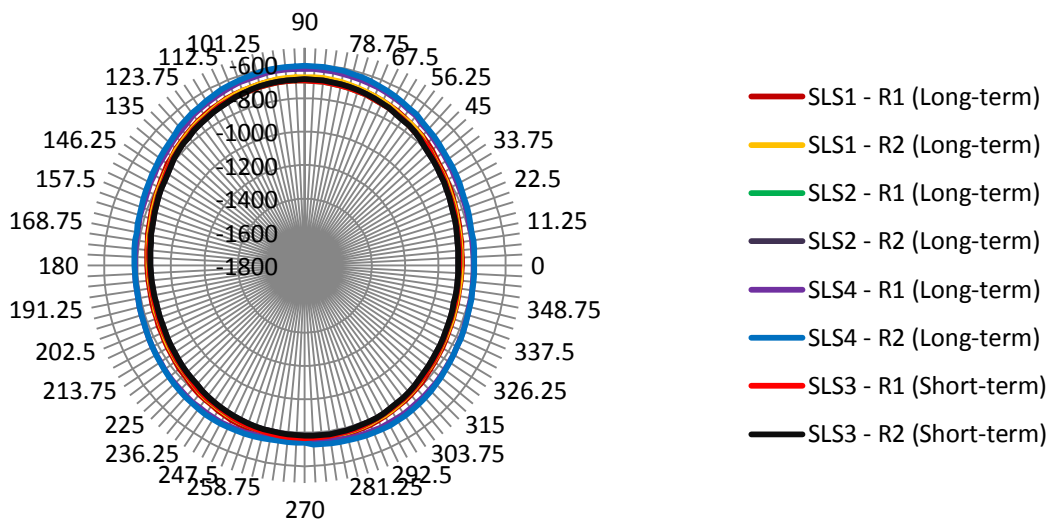
WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



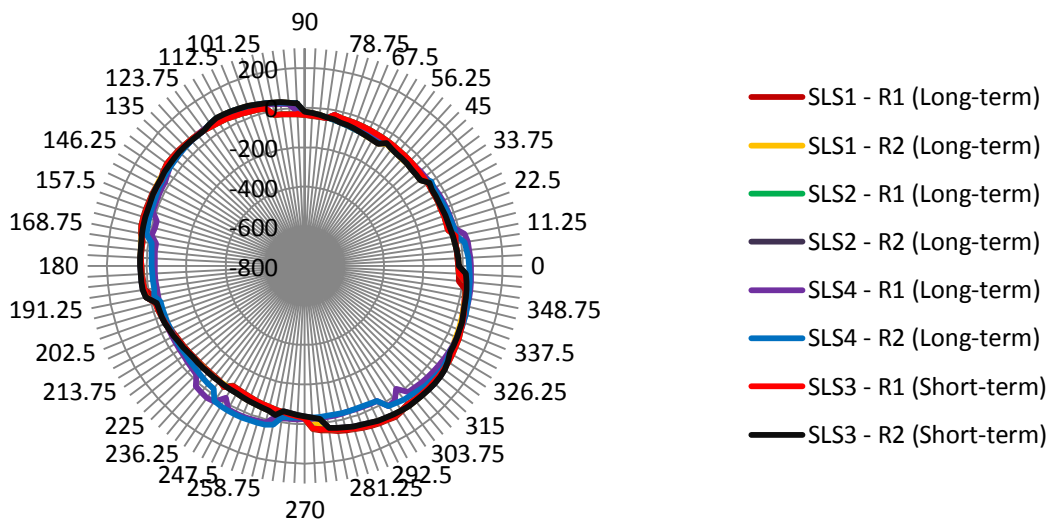

WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

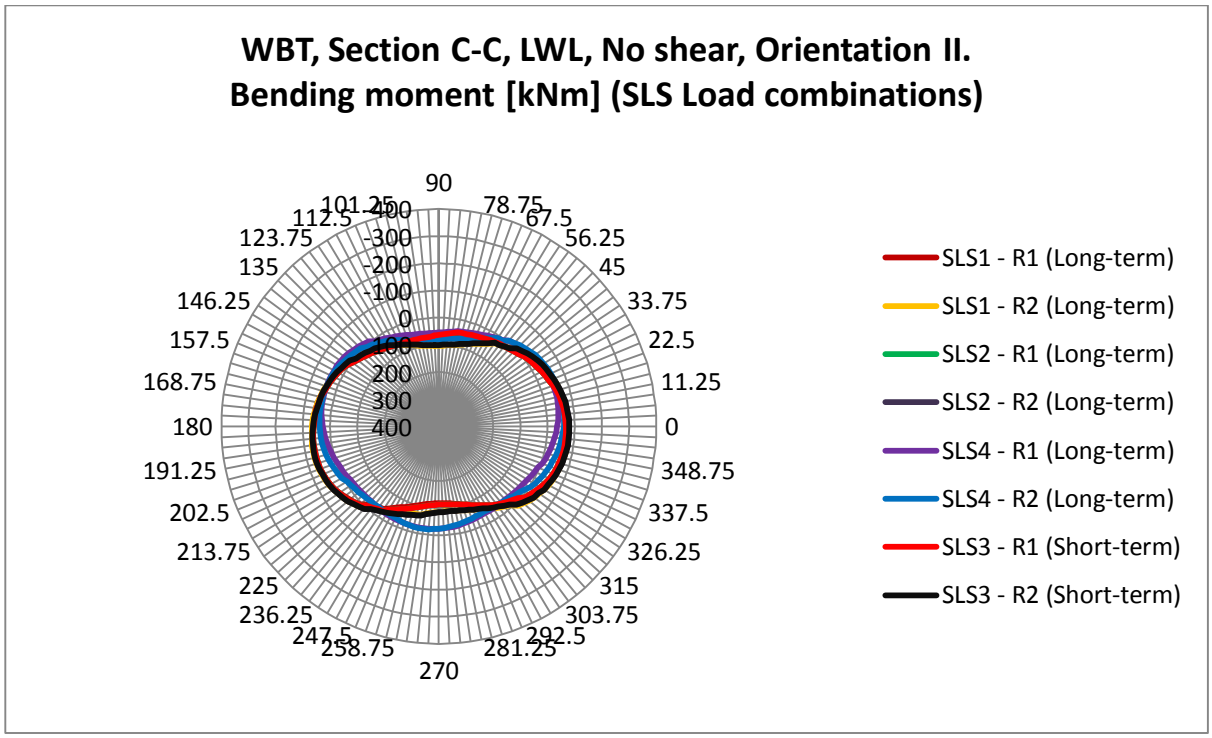

WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
-200
0
200
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation II.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)

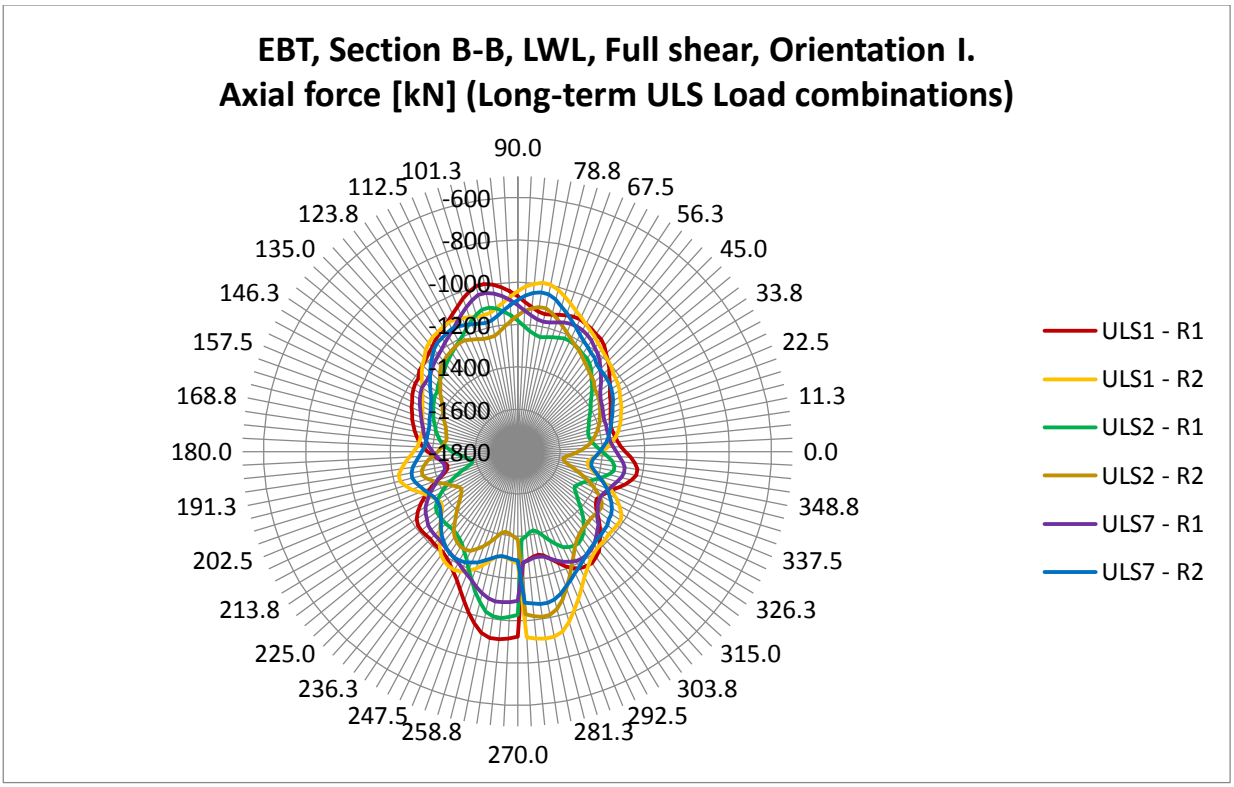


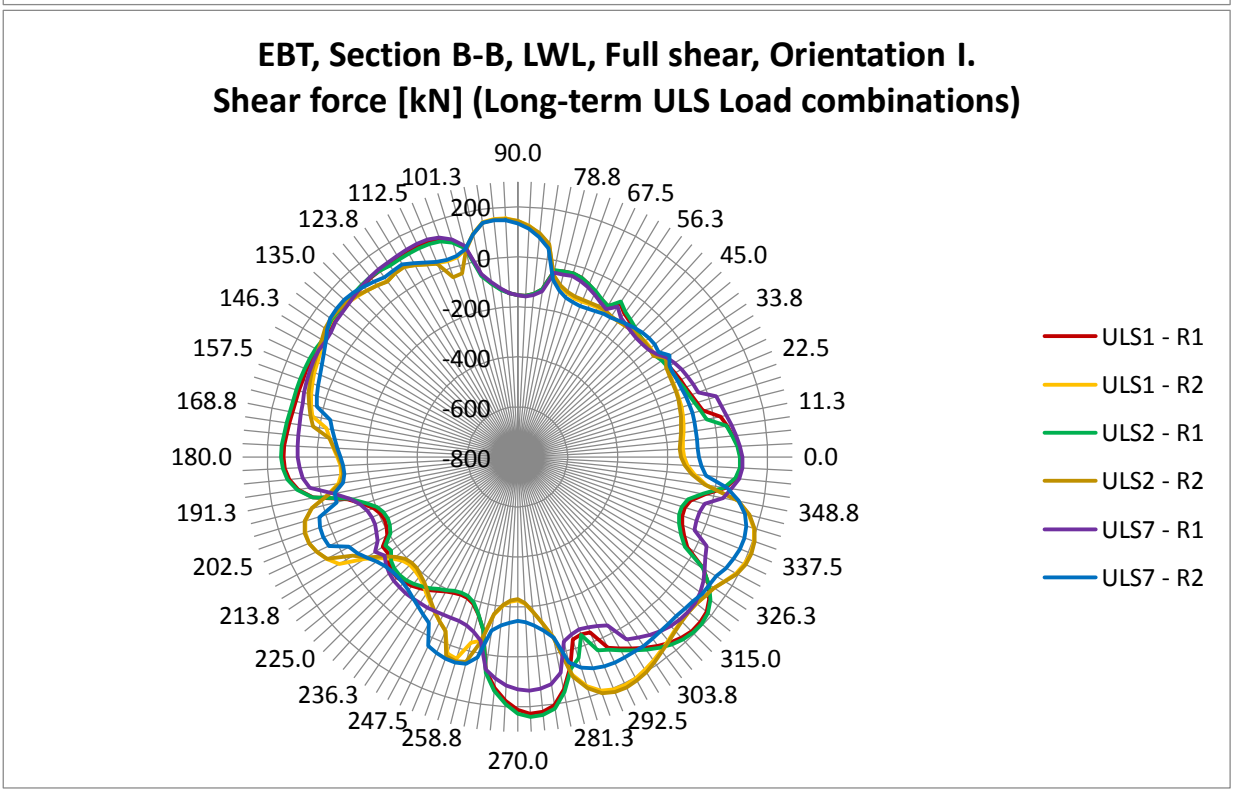
WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation II.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)

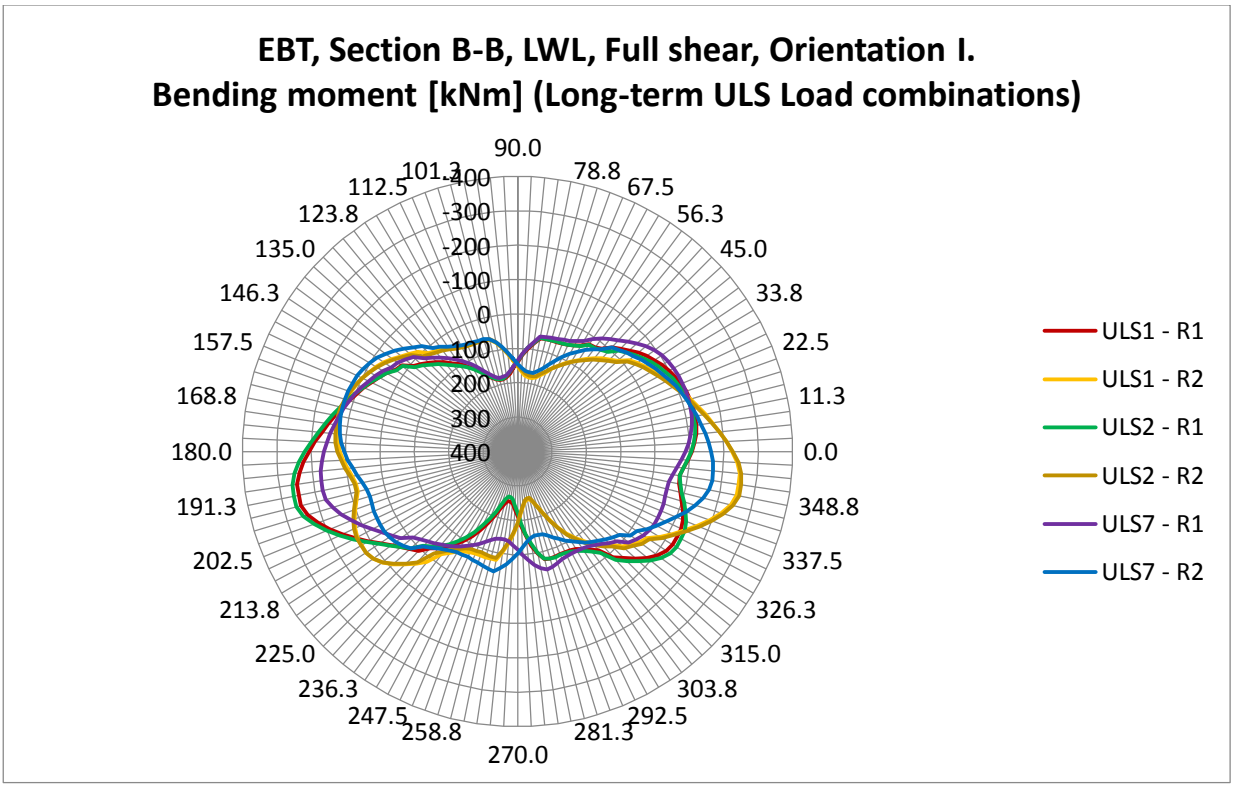


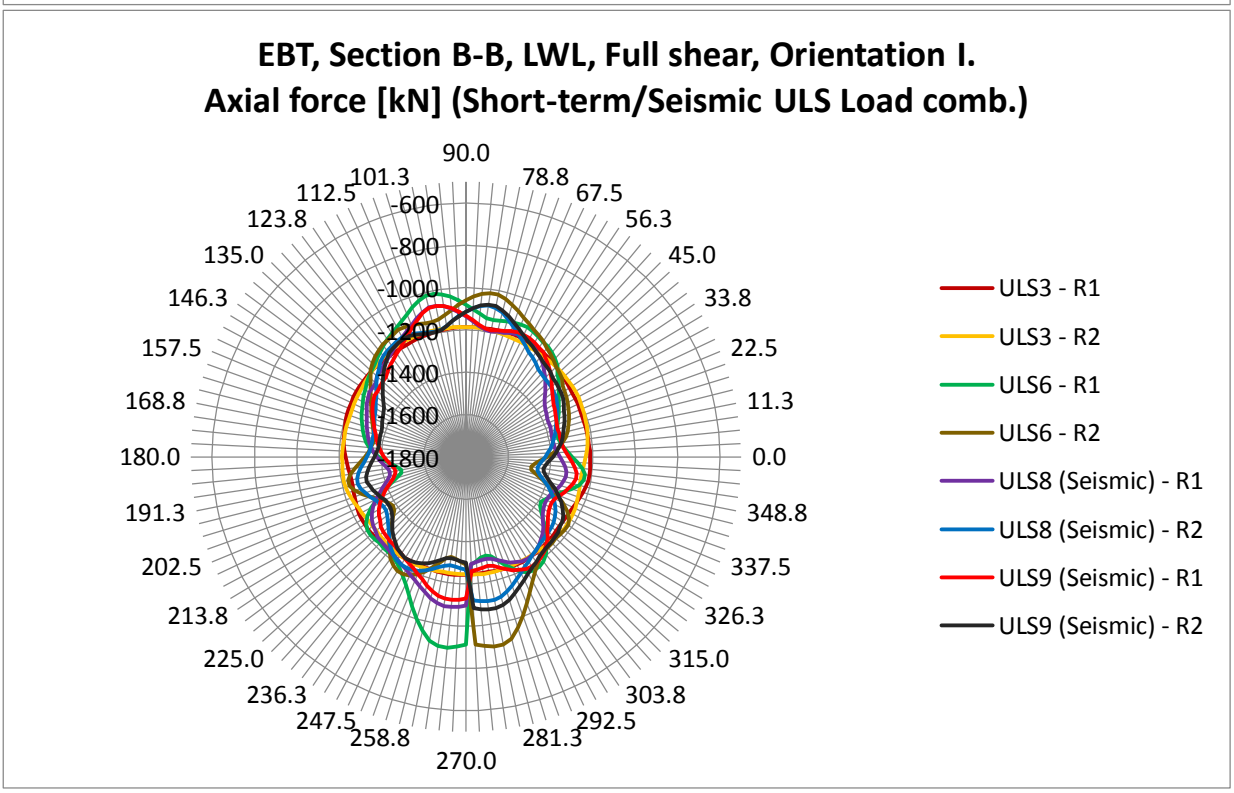

WBT, Section C-C, LWL, No shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

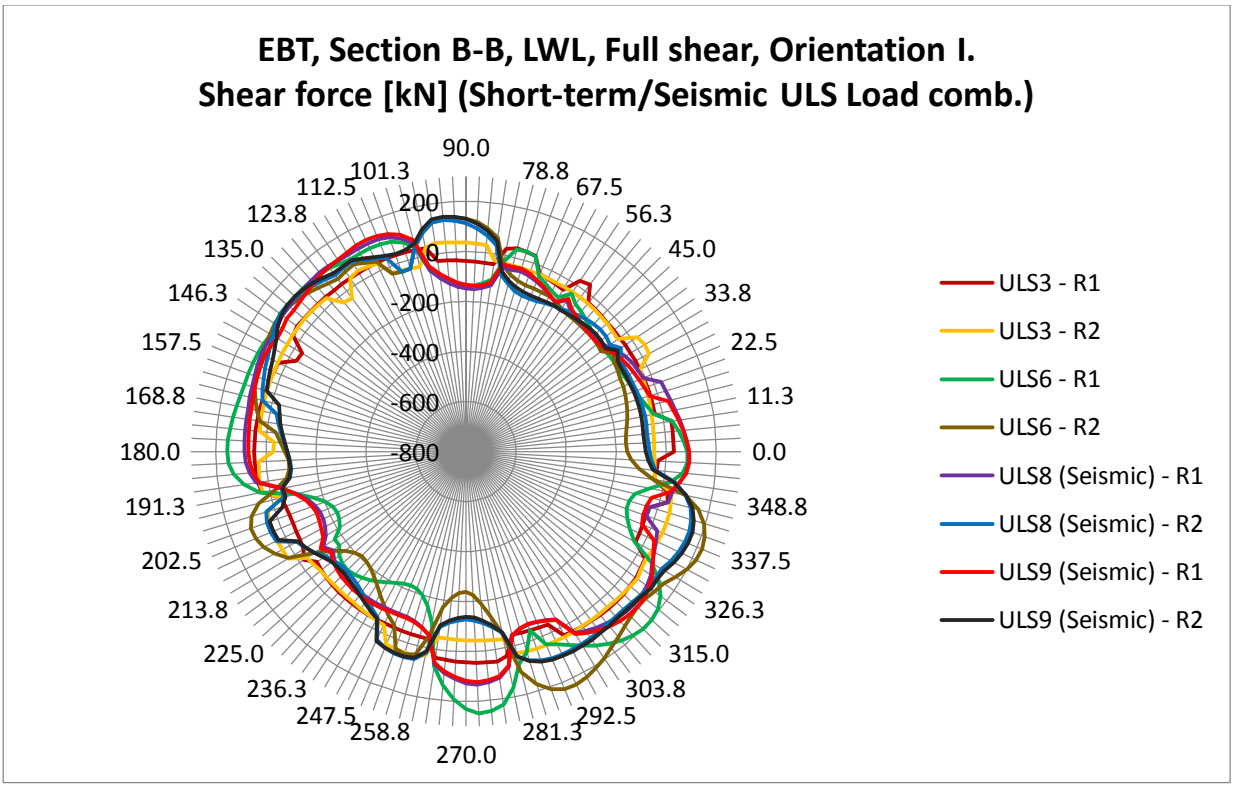
East-Boundtrack Tunnel
Section B-B
Load condition: Low Groundwater Level; Full Shear (Case 4)

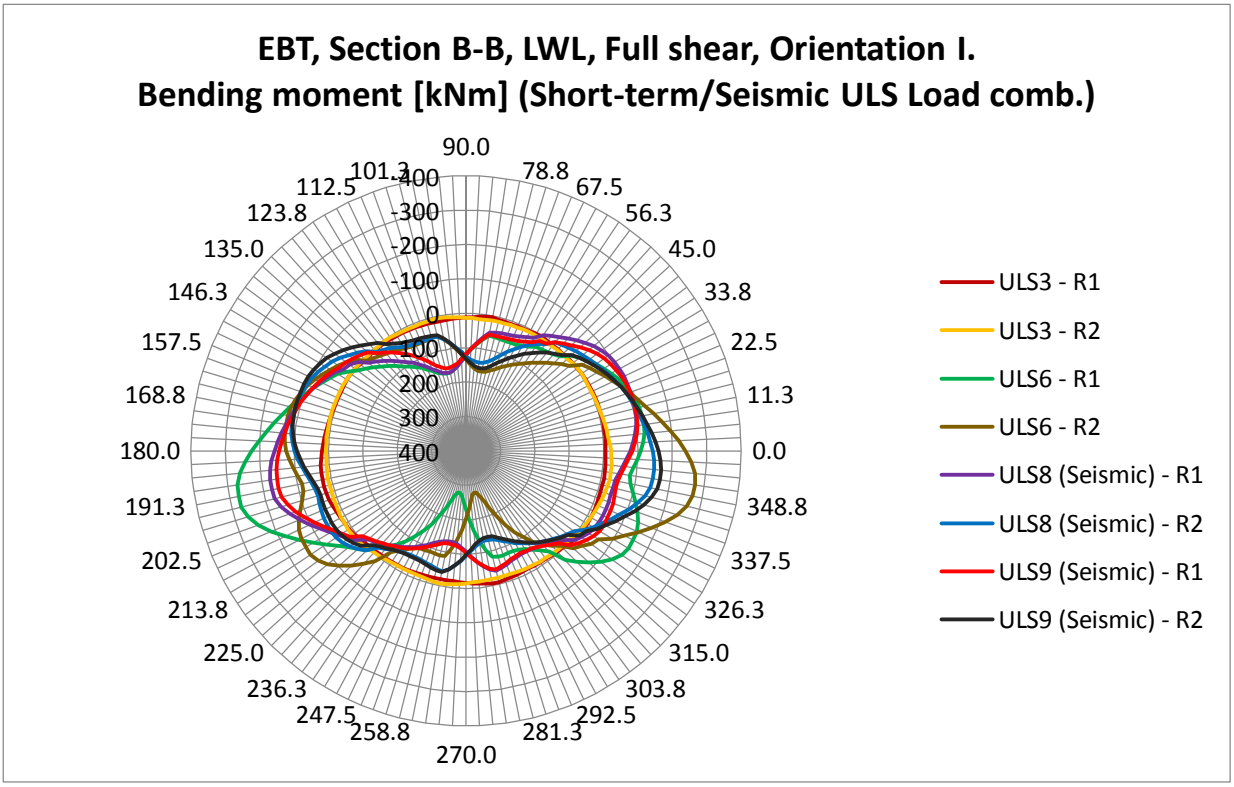

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

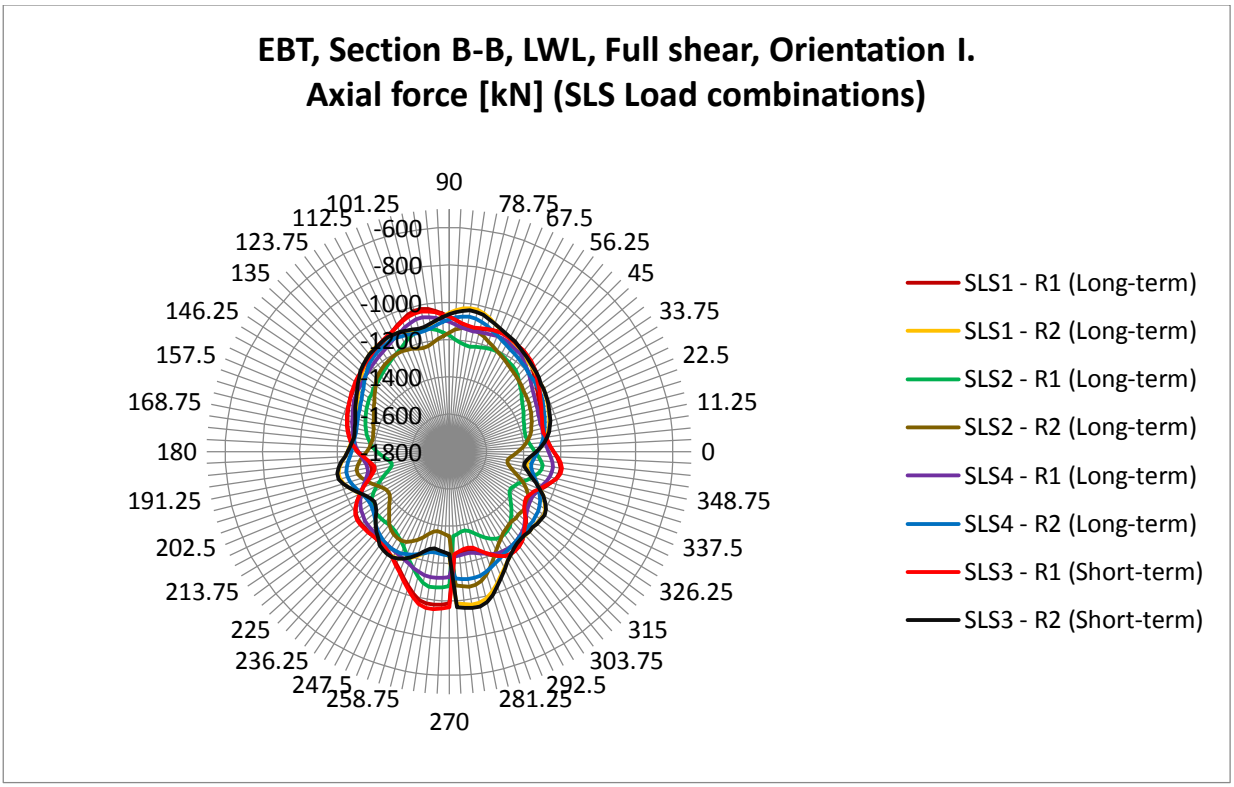

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

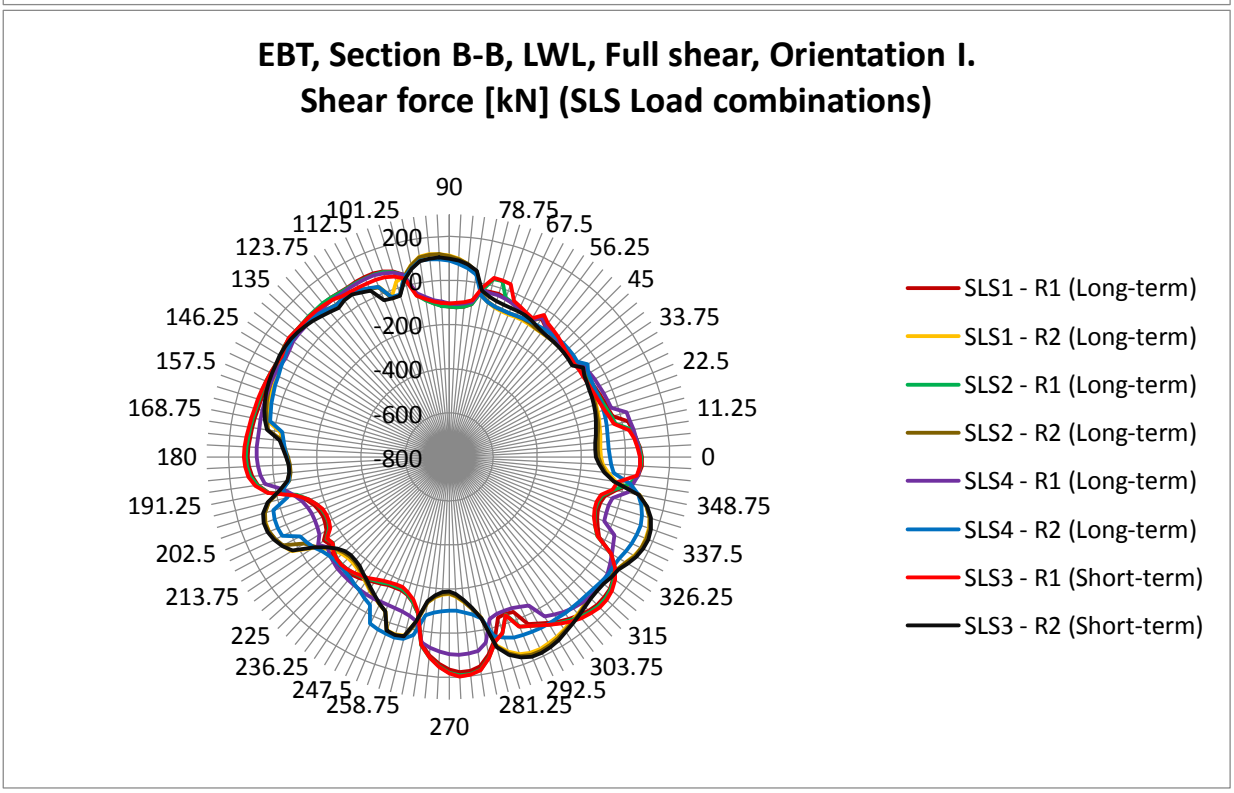

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

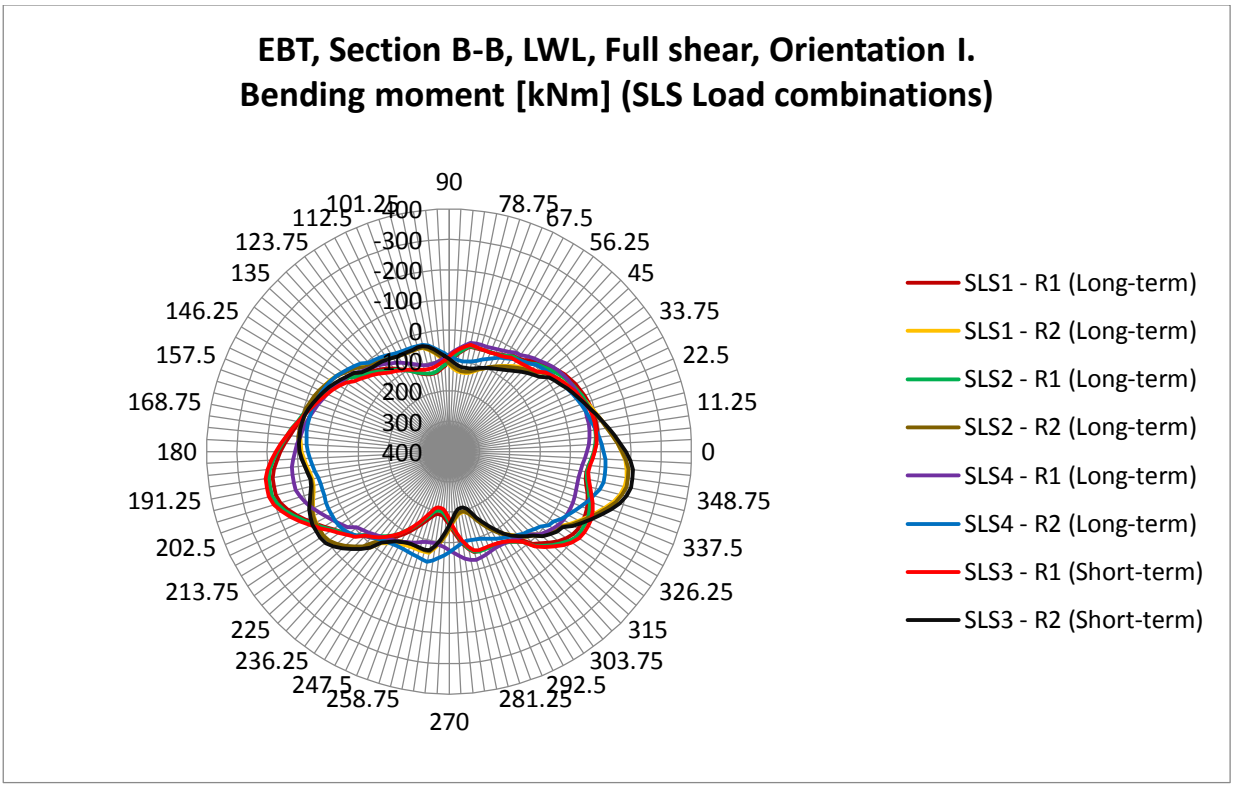

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

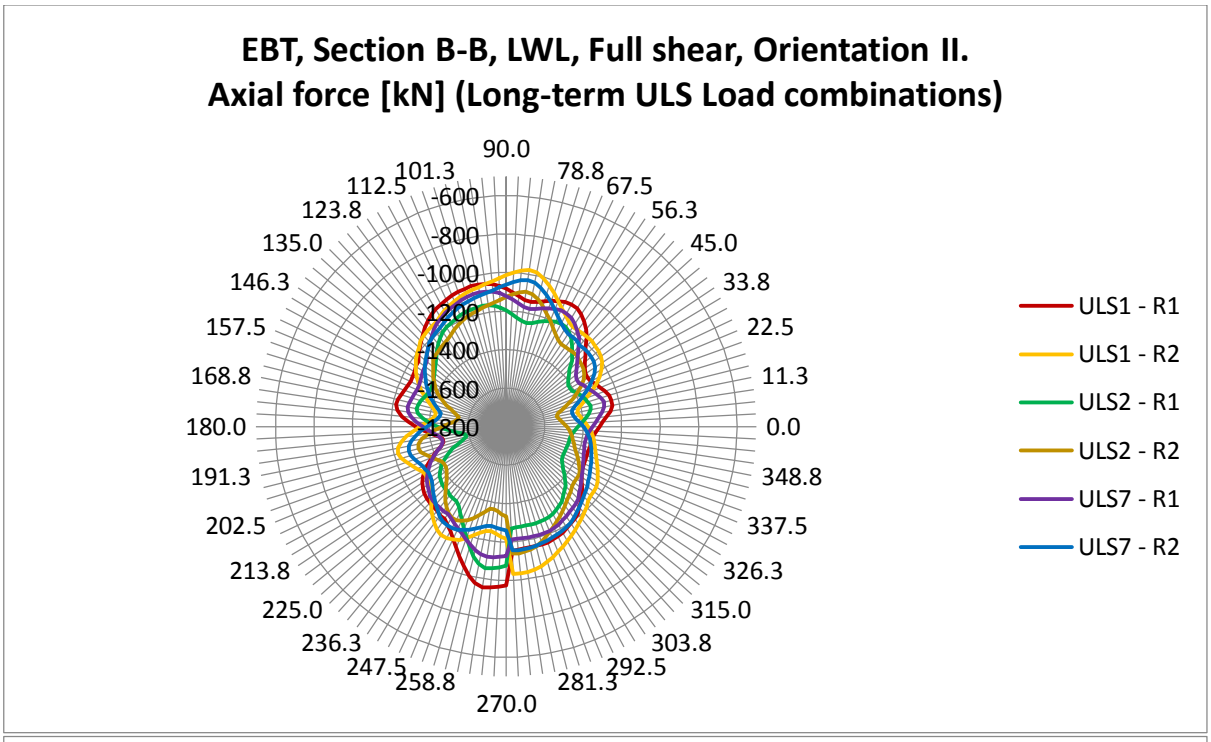

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

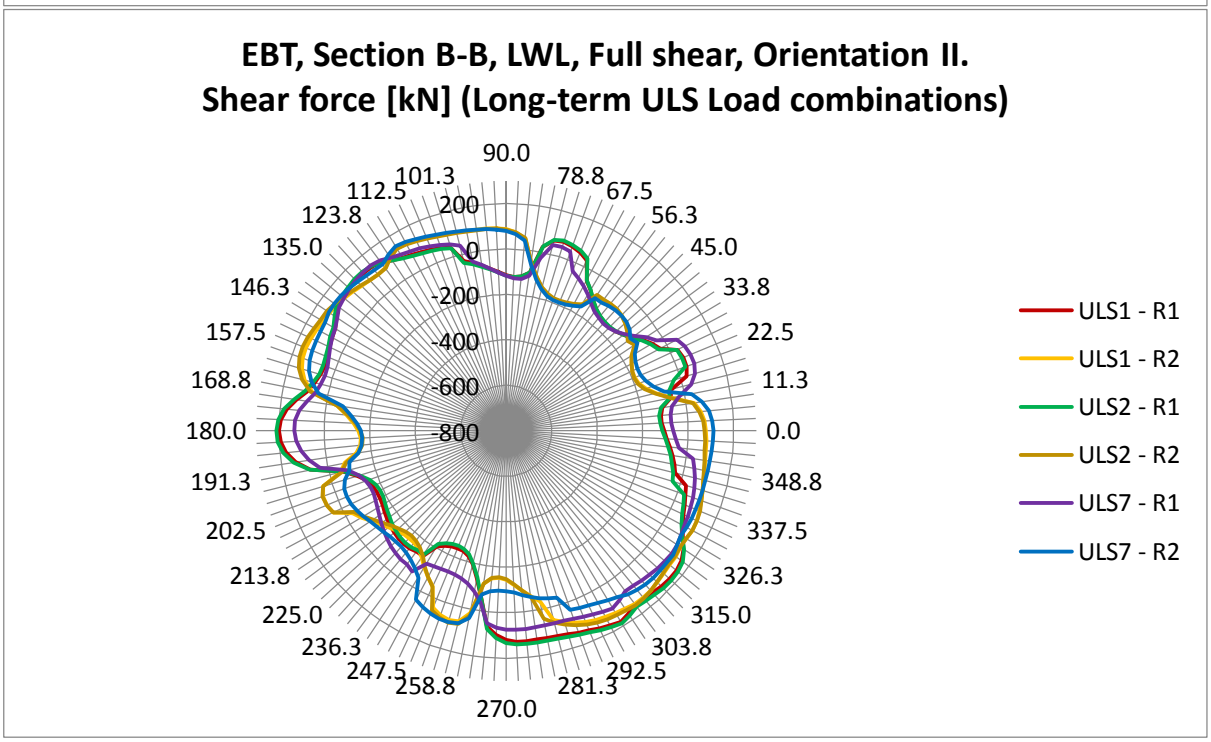

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

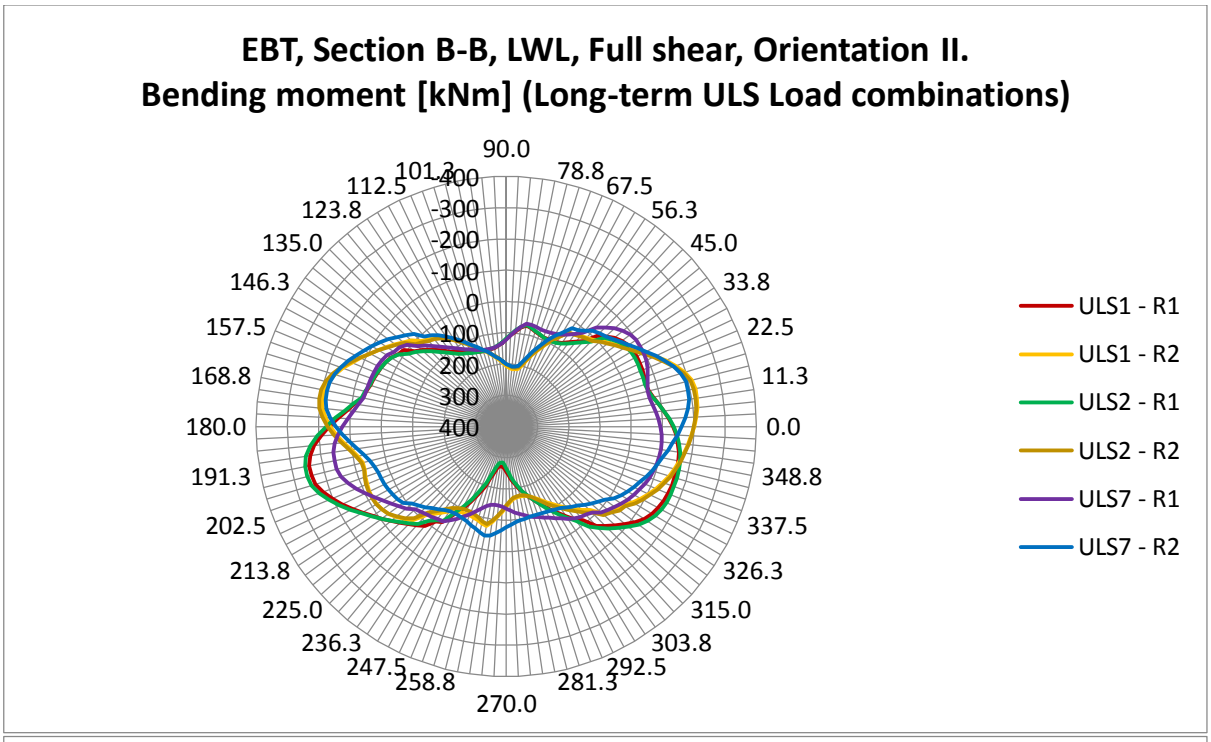

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

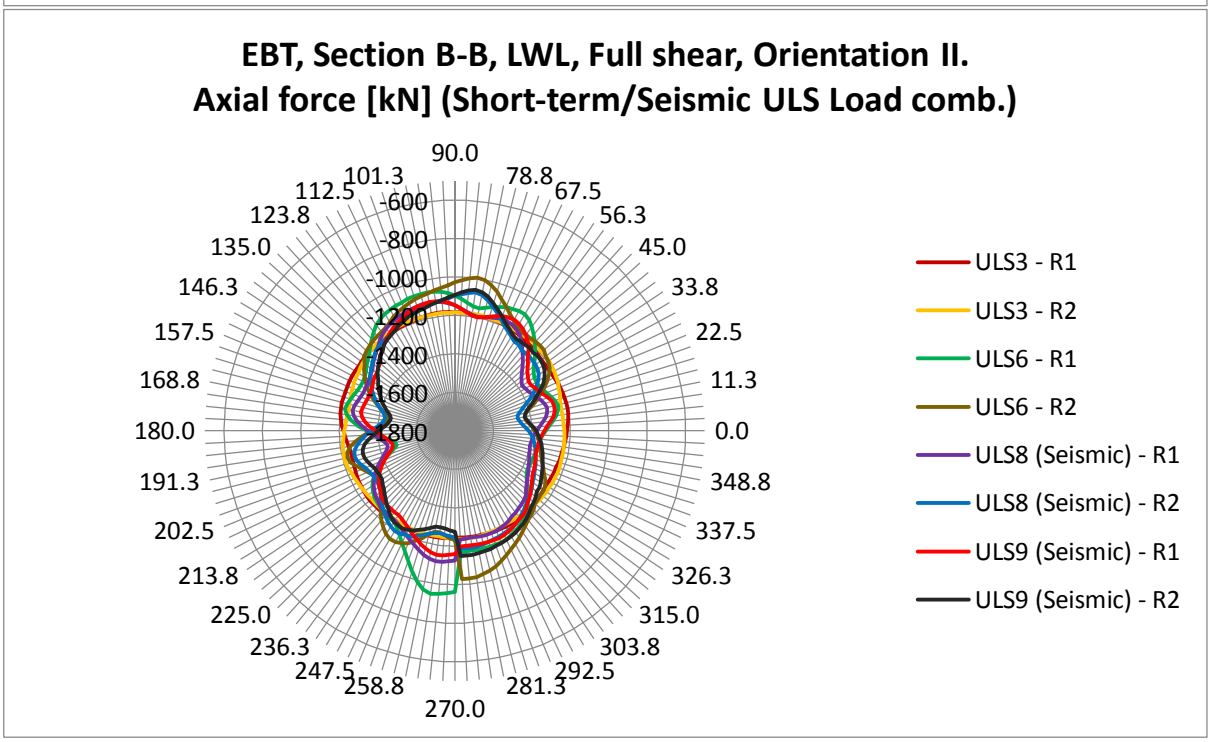

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
200
0
-200
-400
-600
-800
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

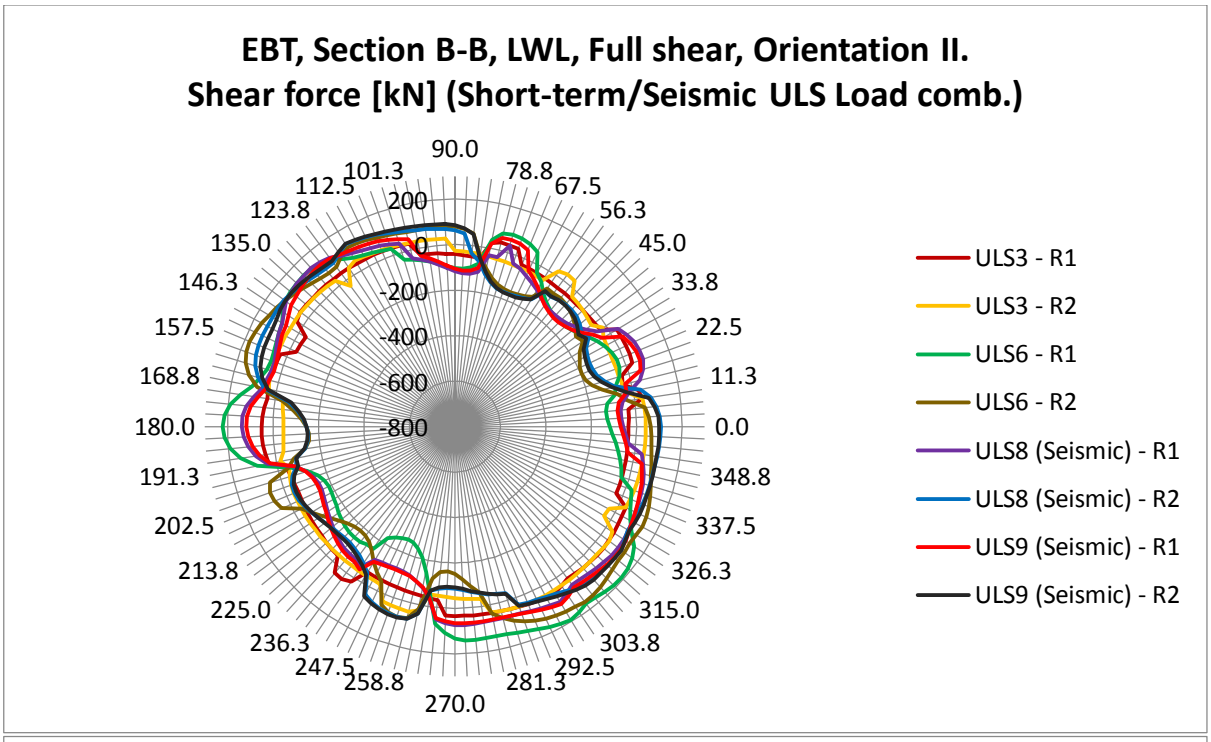

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

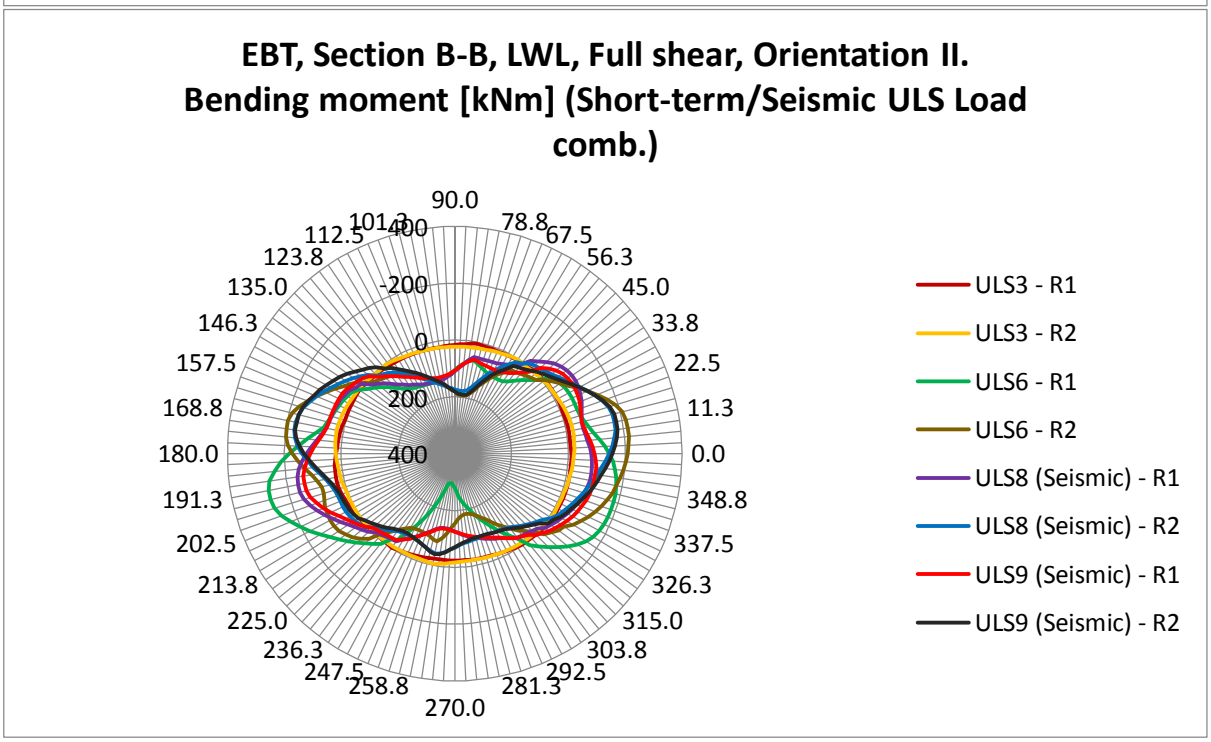

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

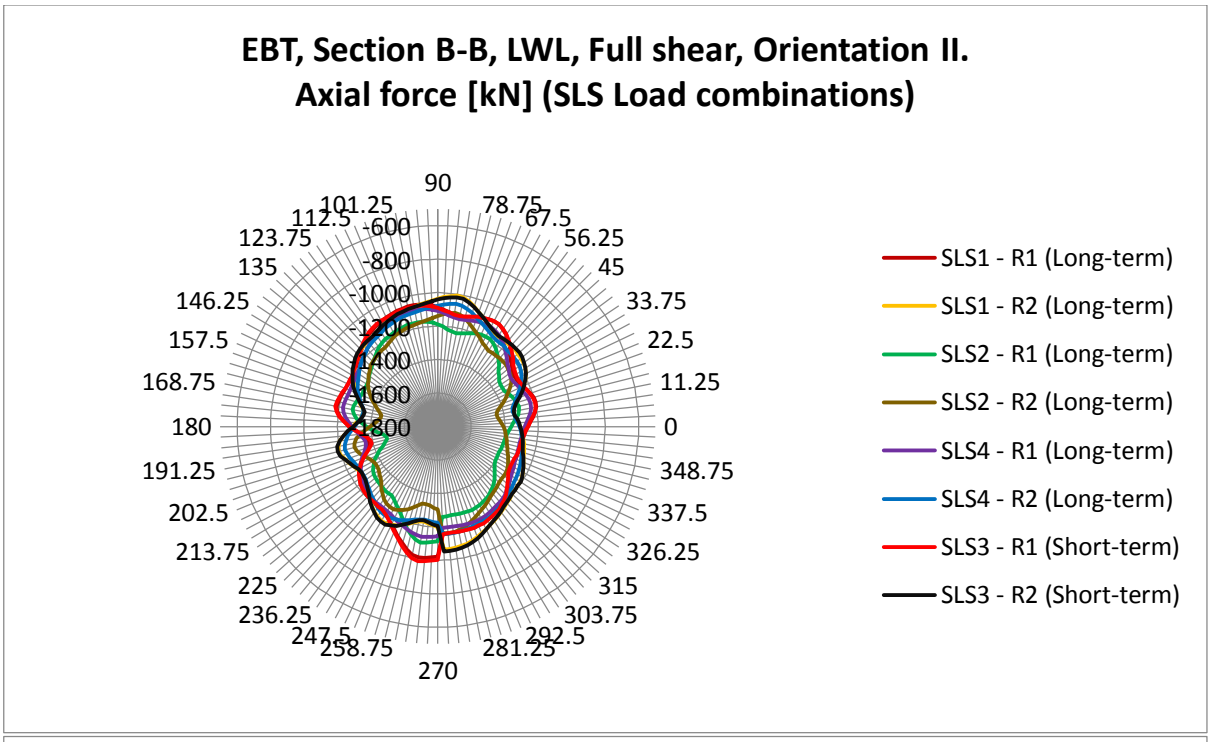

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

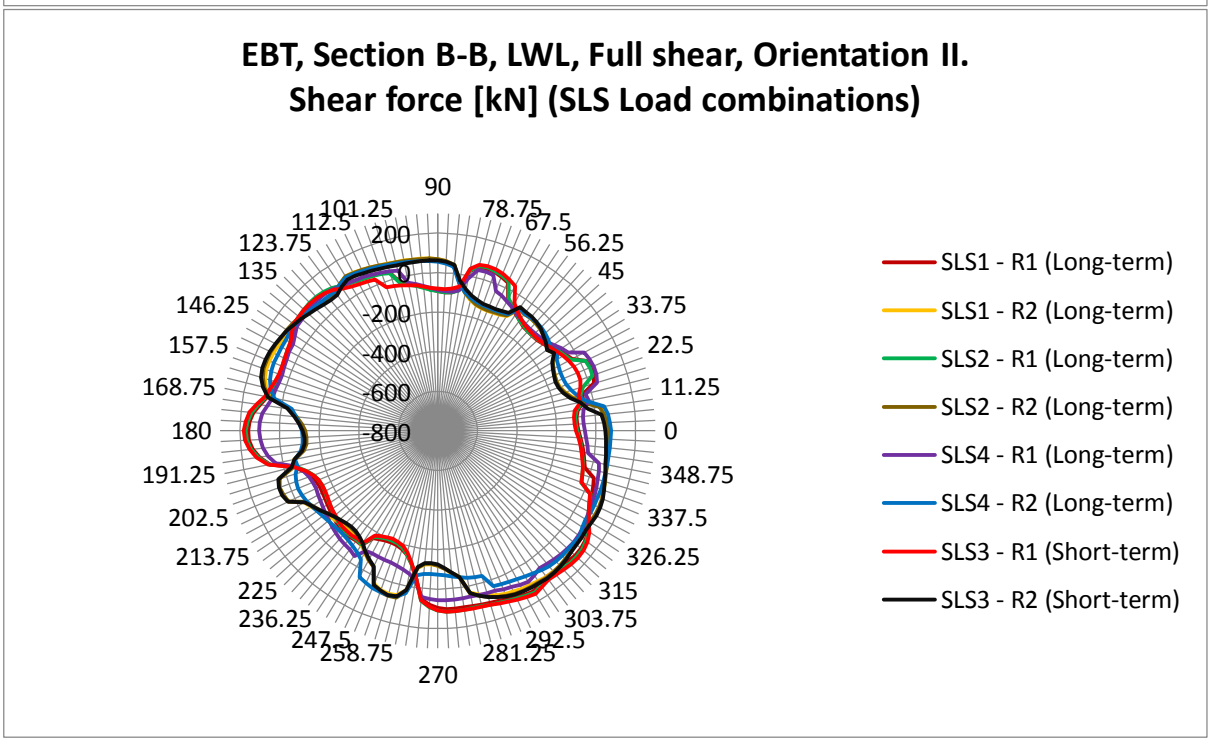

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

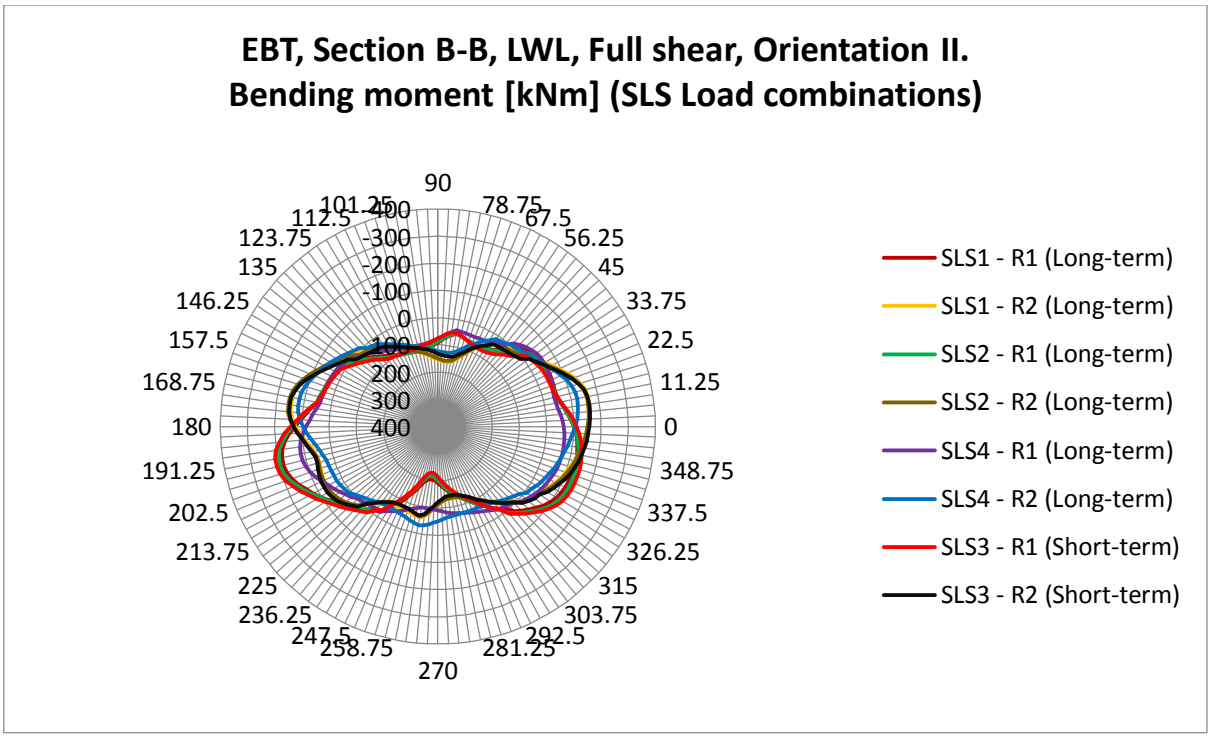

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2


EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

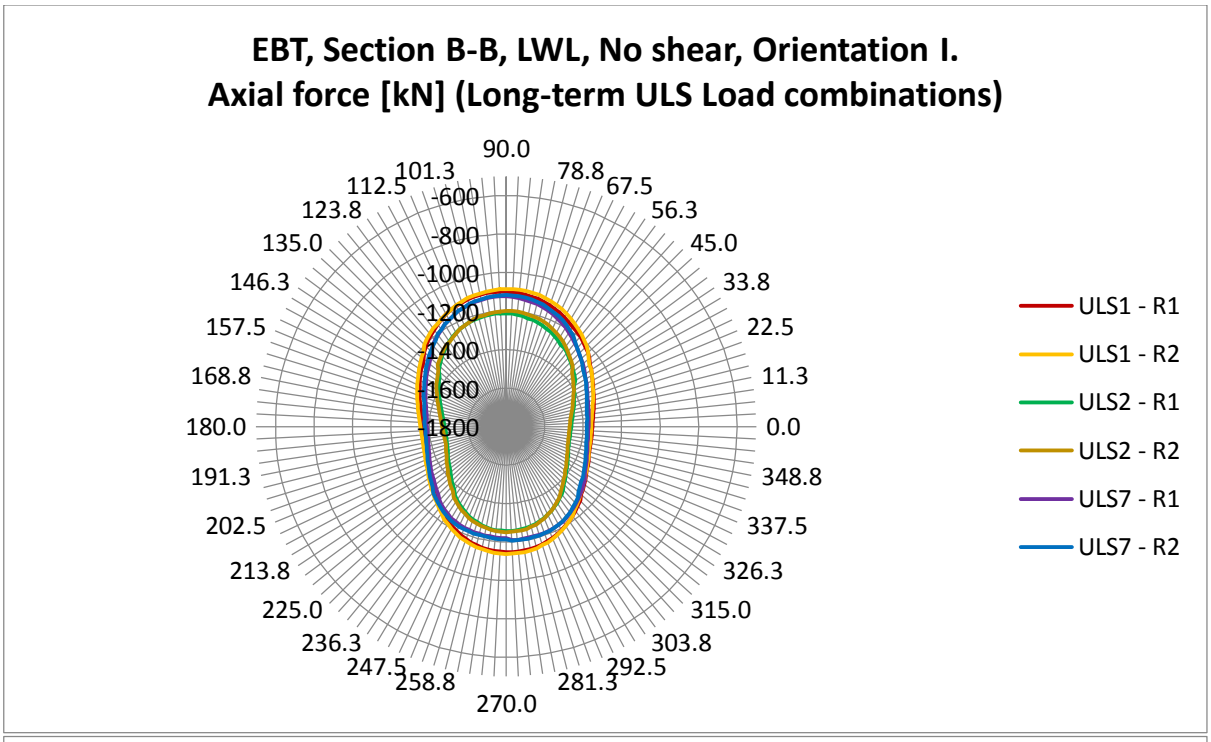

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
-200
0
200
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

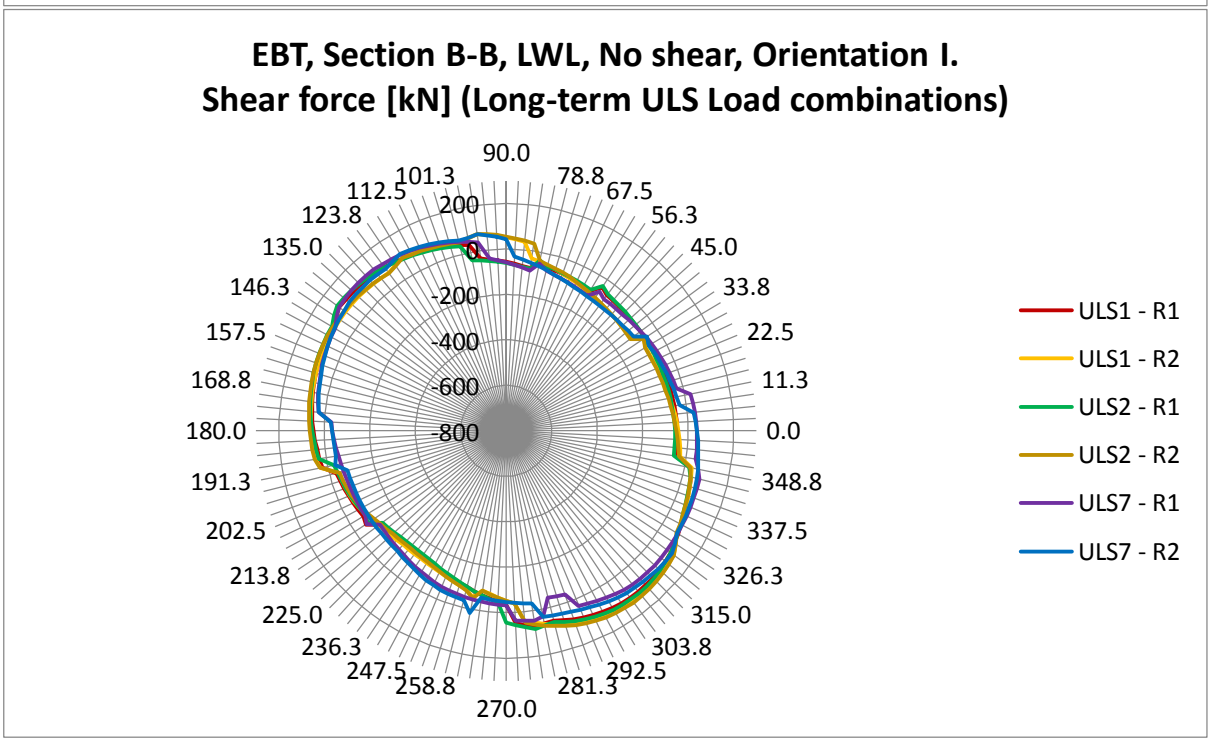

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

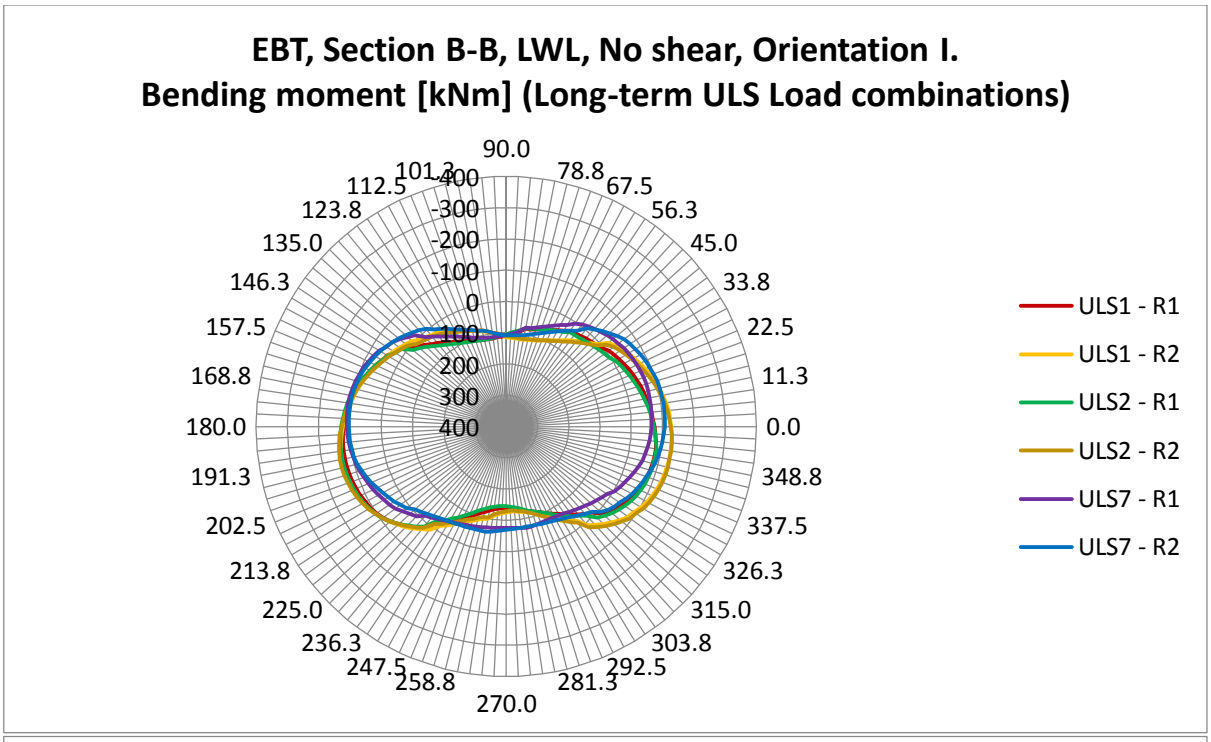

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
200
0
-200
-400
-600
-800
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

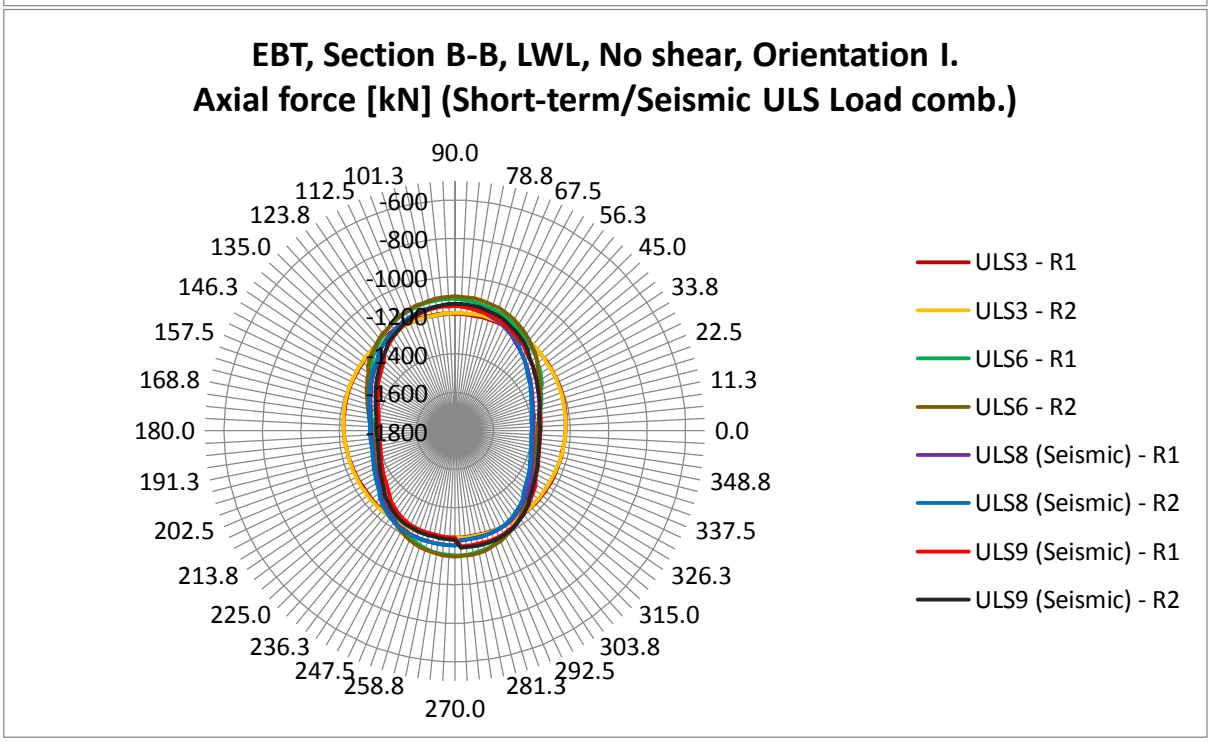

EBT, Section B-B, LWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

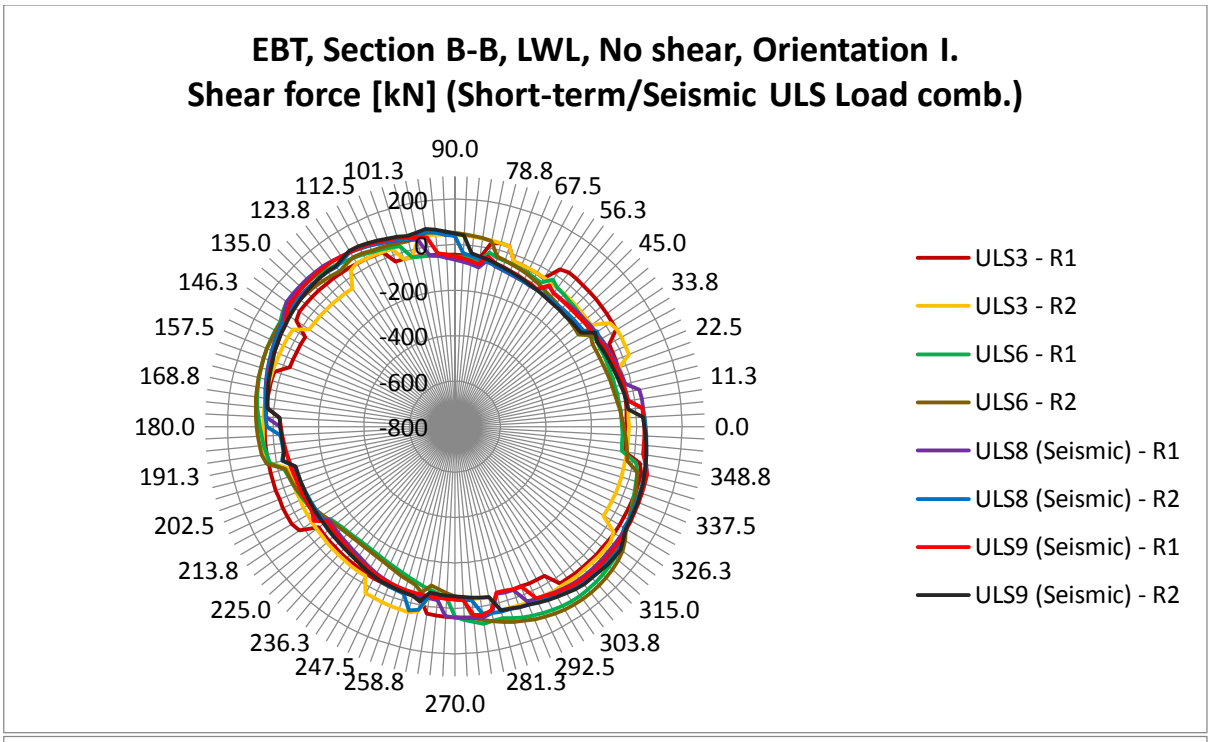
East-Boundtrack Tunnel
Section B-B
Load condition: Low Groundwater Level; No Shear (Case 4)

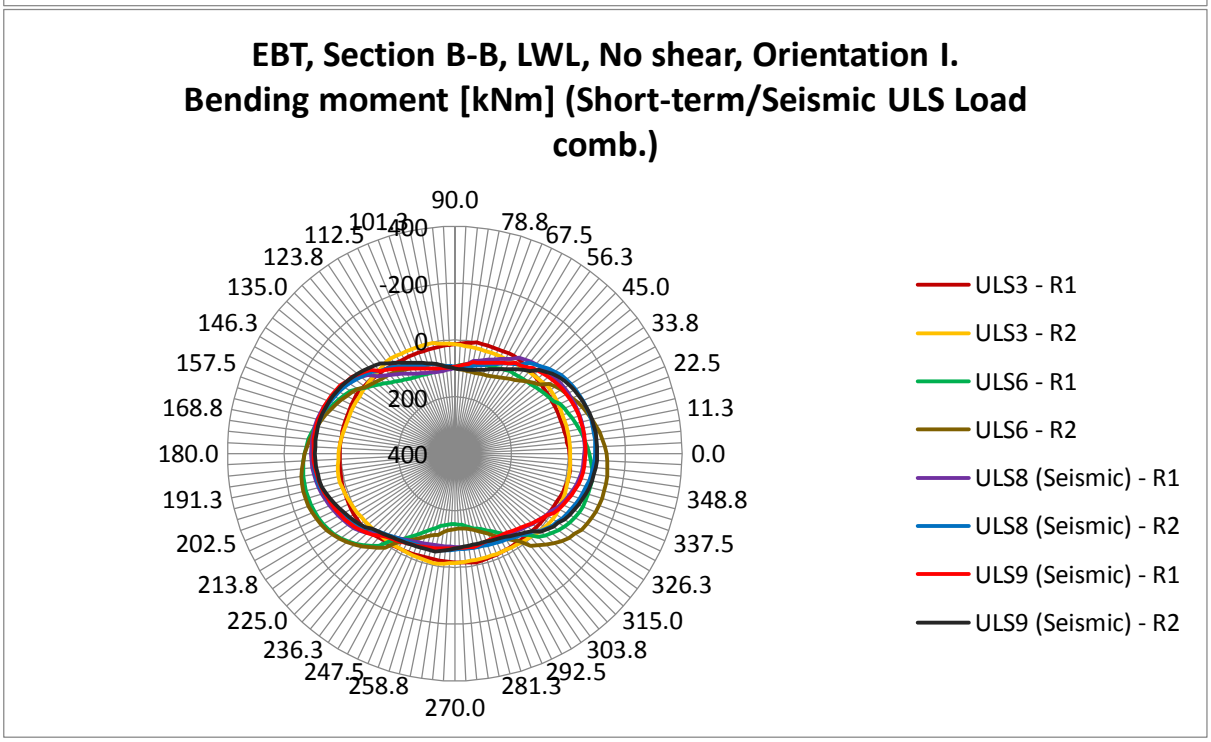

EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

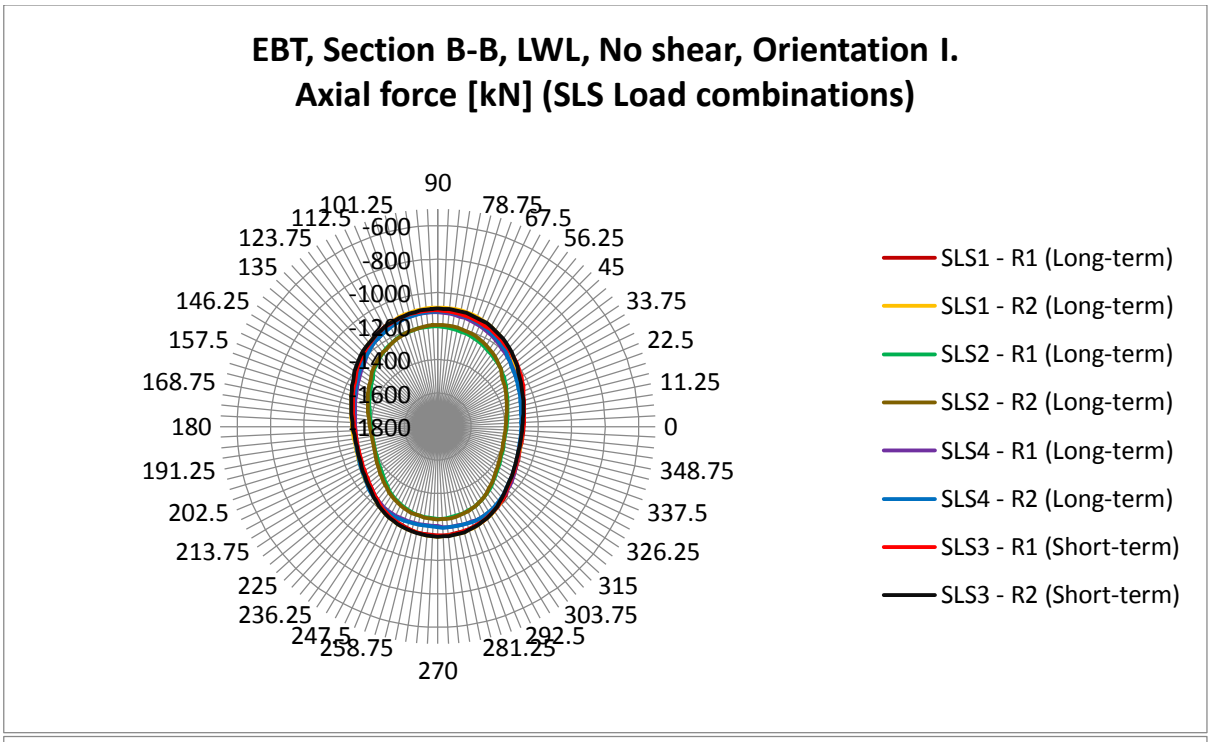

EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

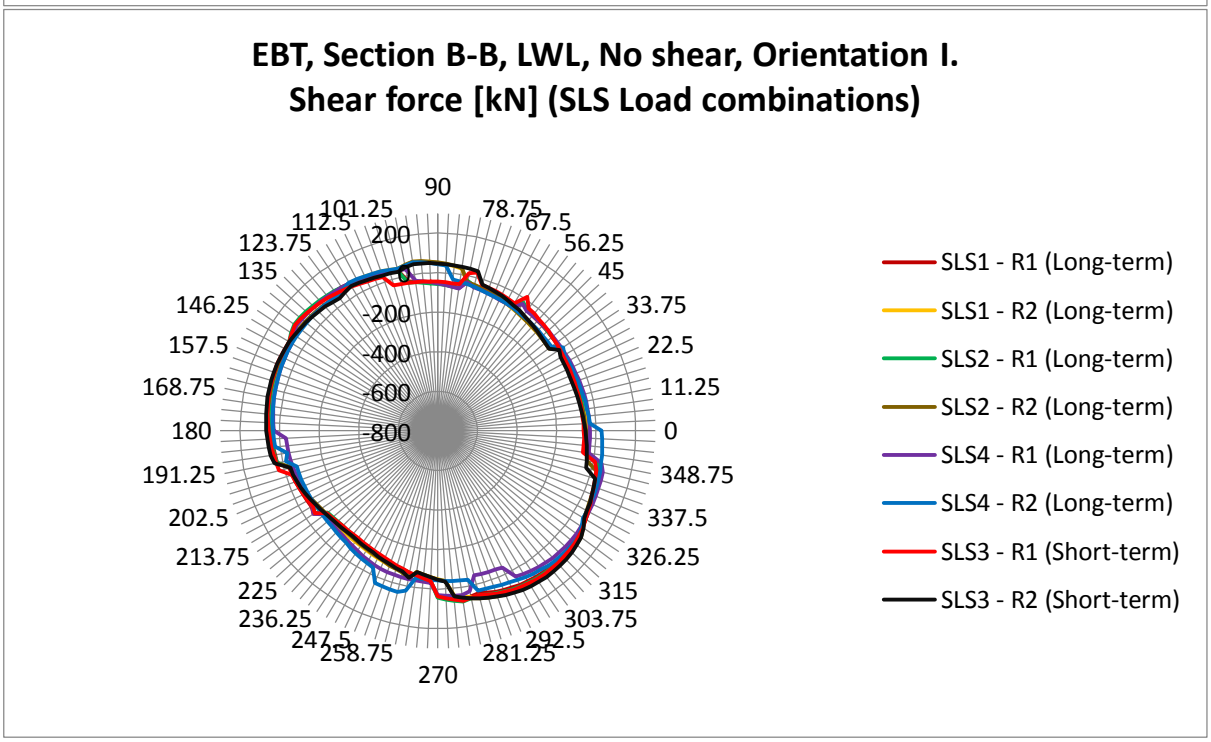

EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

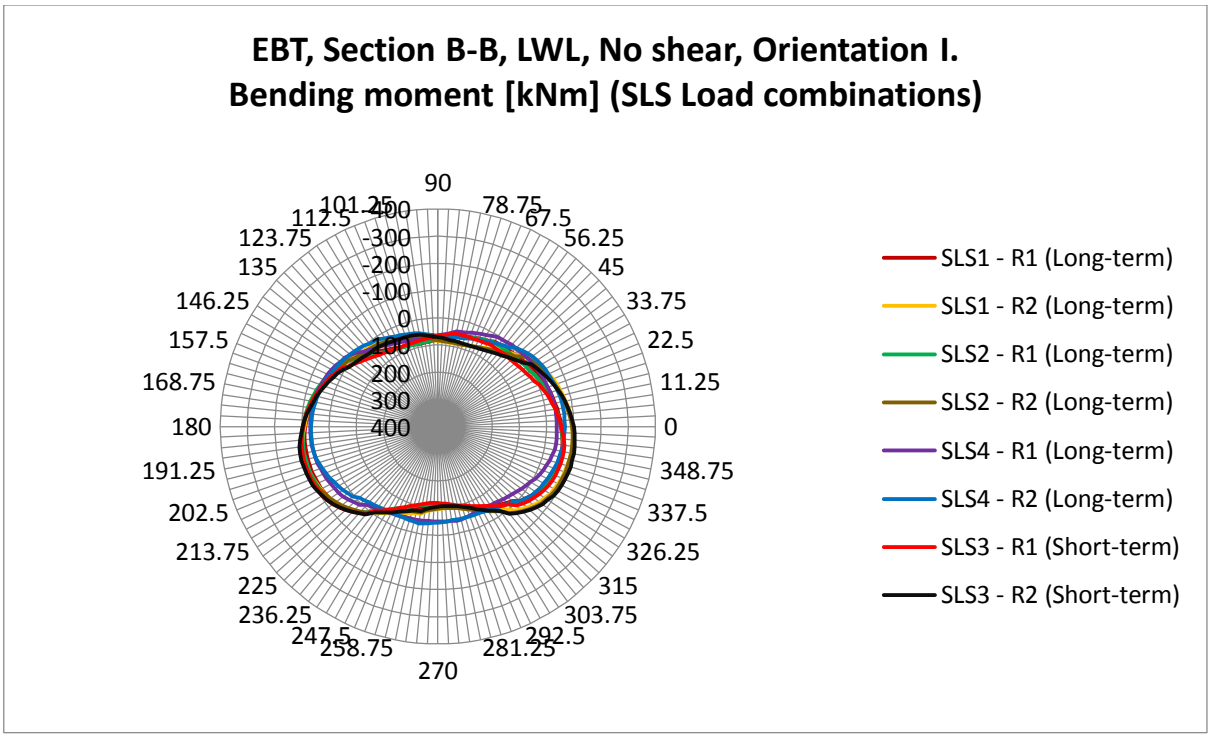

EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

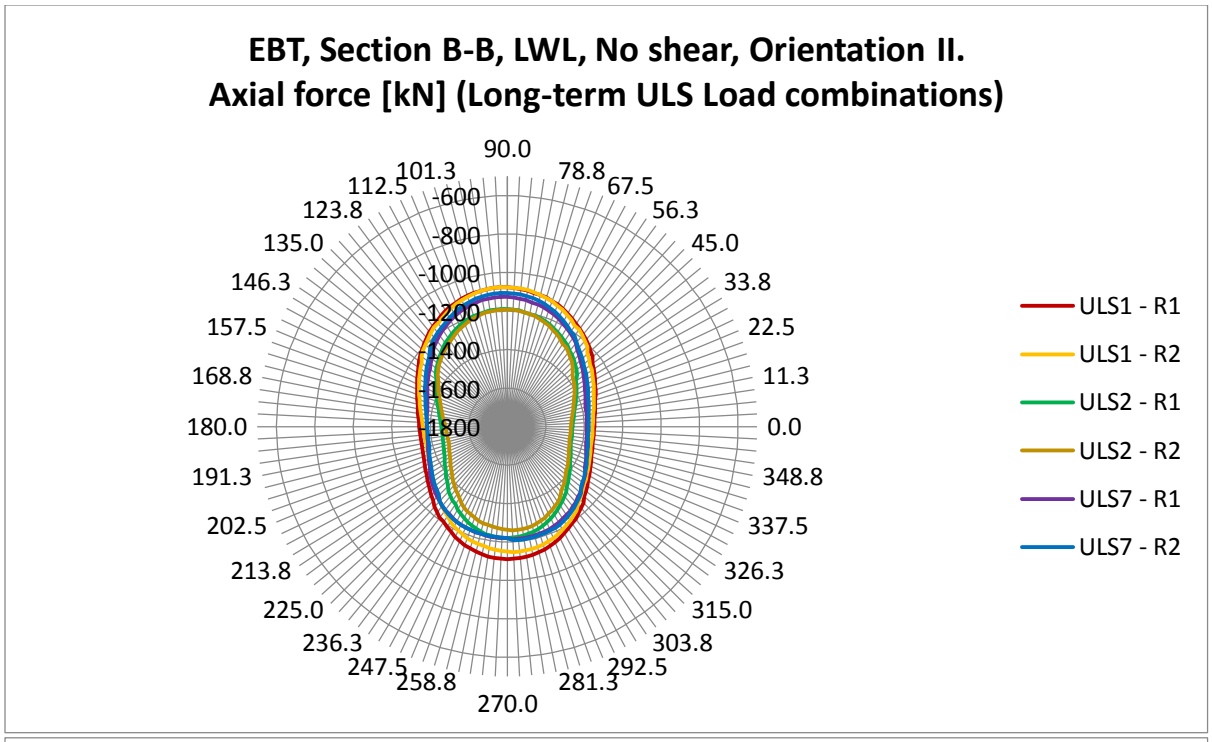

EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

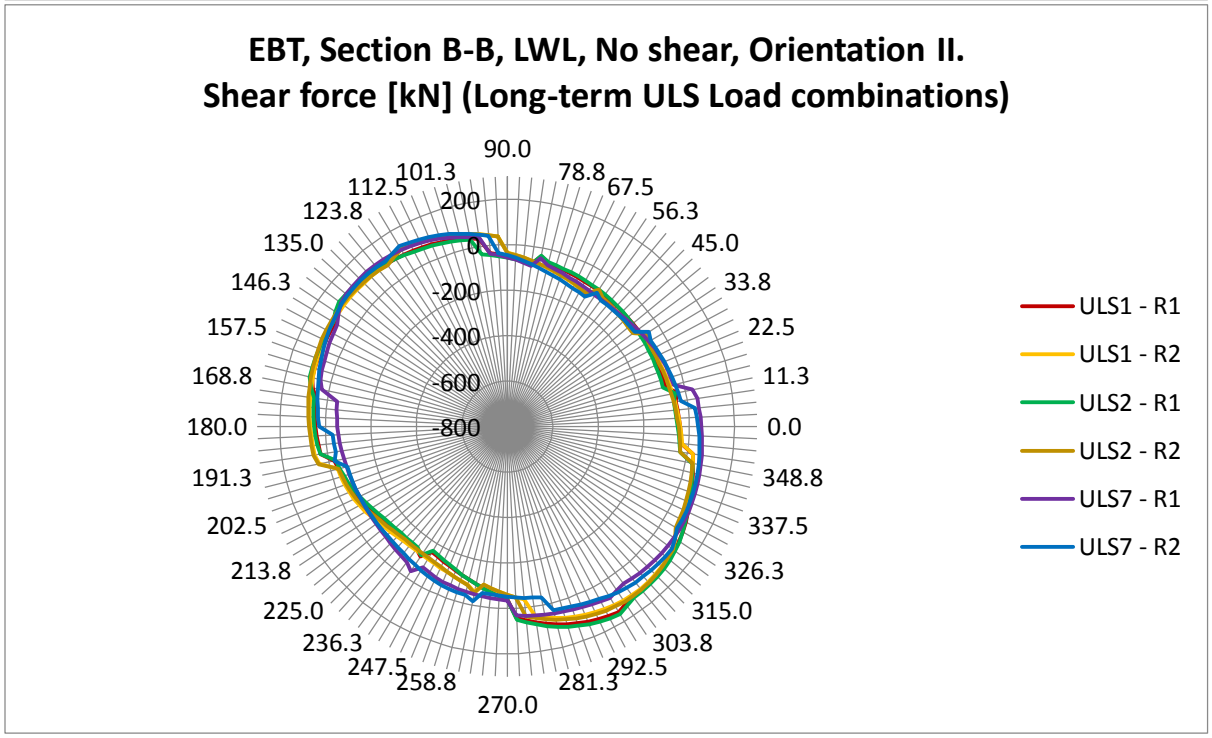

EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
-200
0
200
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

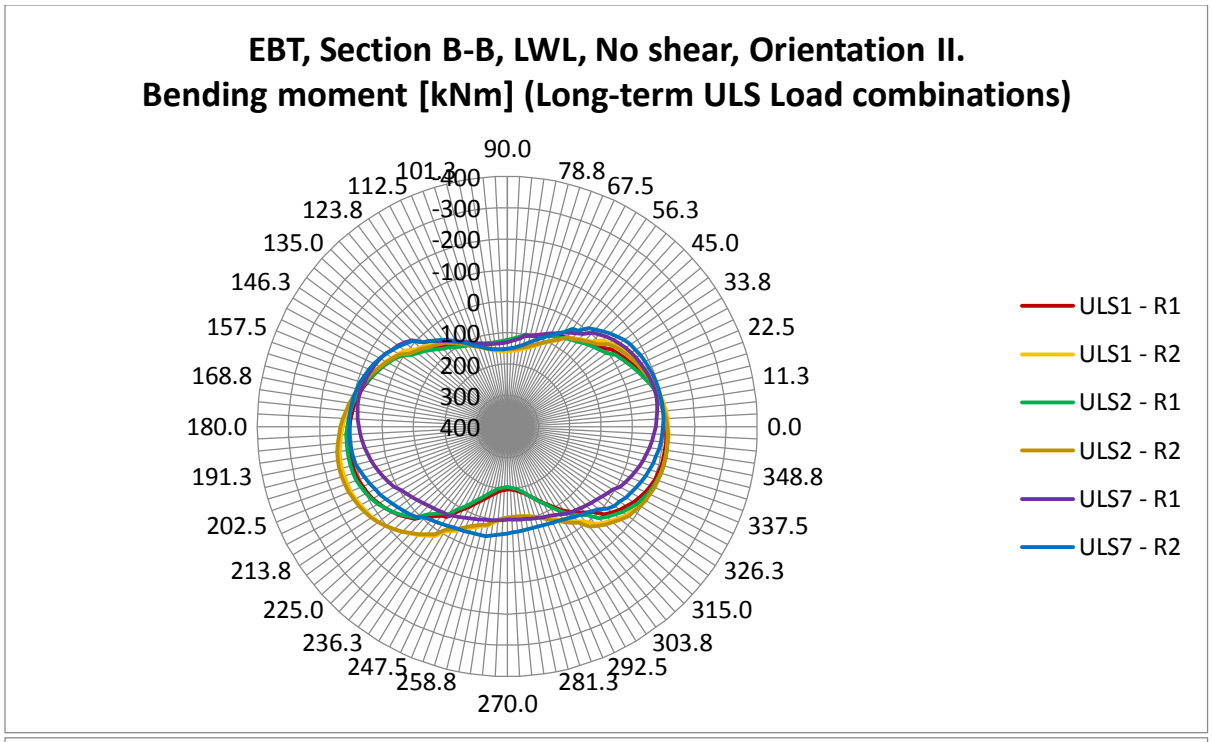

EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

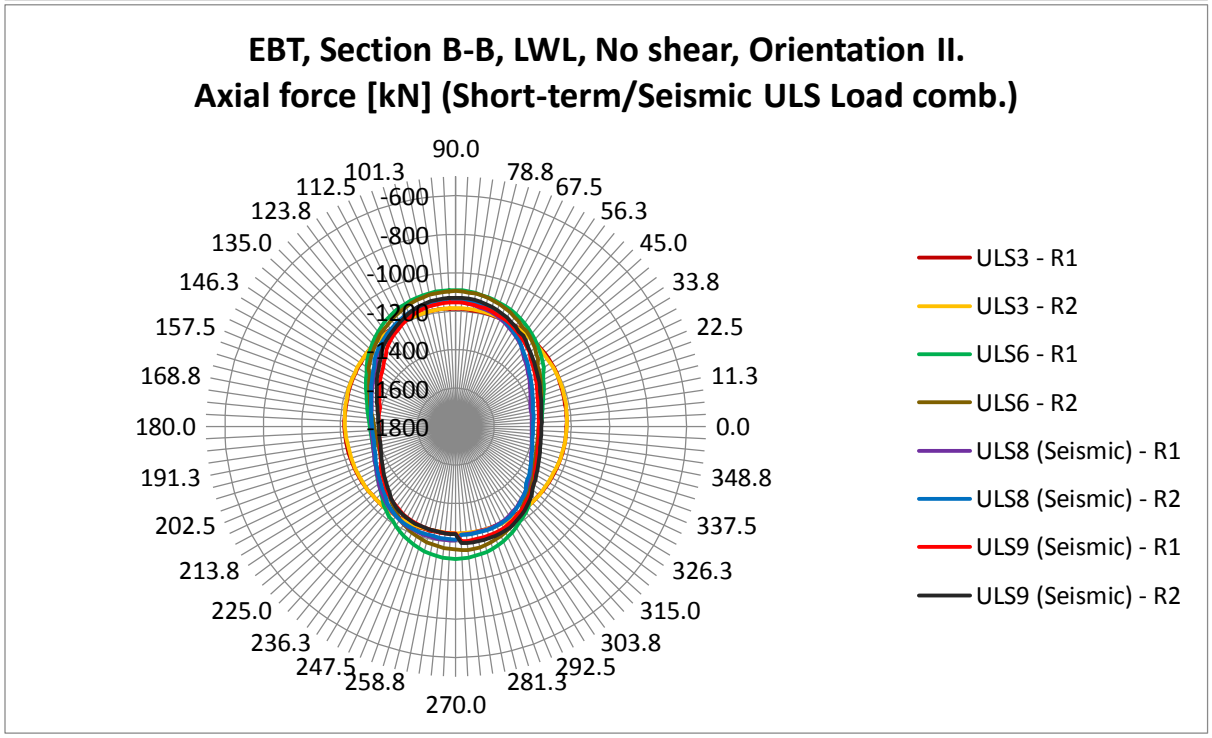

EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
200
0
-200
-400
-600
-800
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

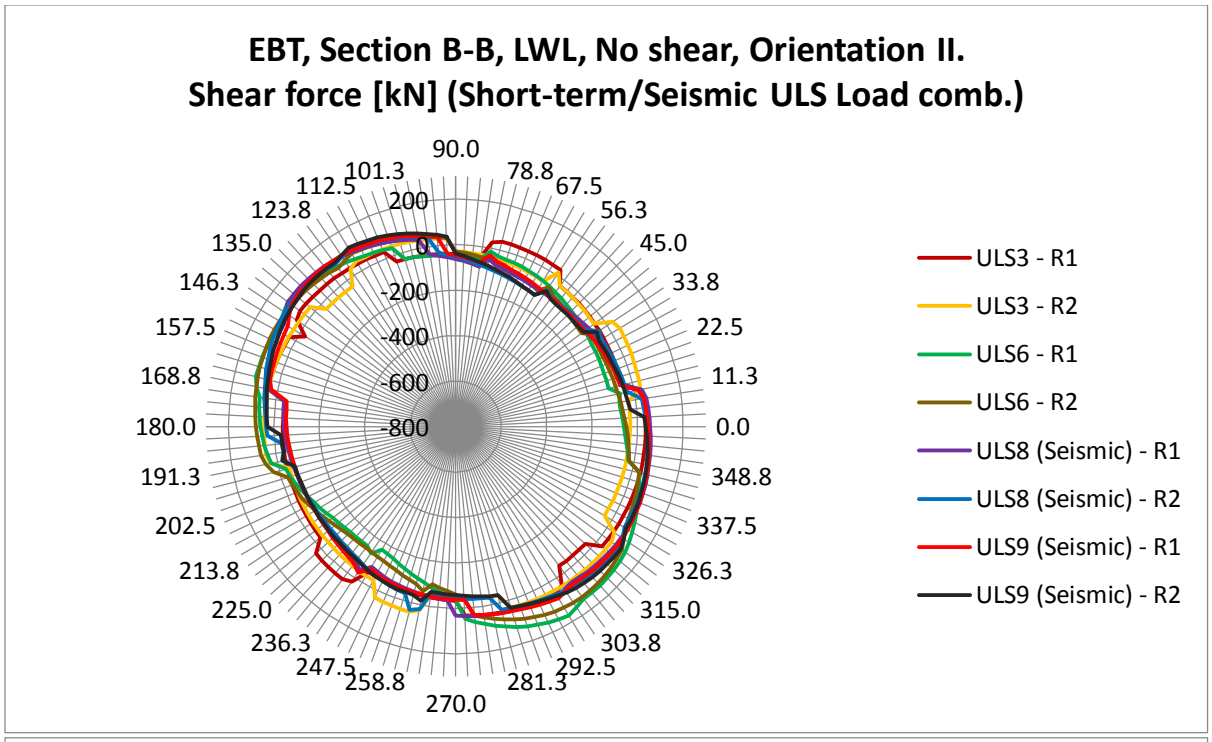

EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

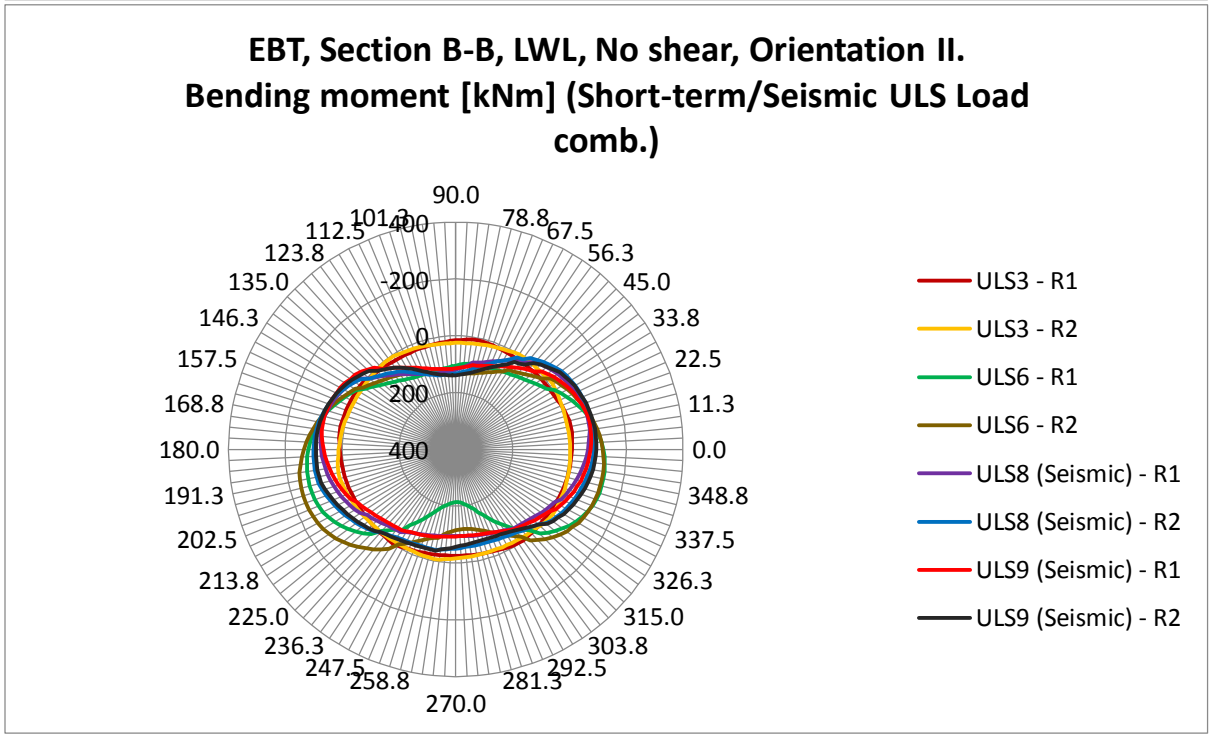

EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

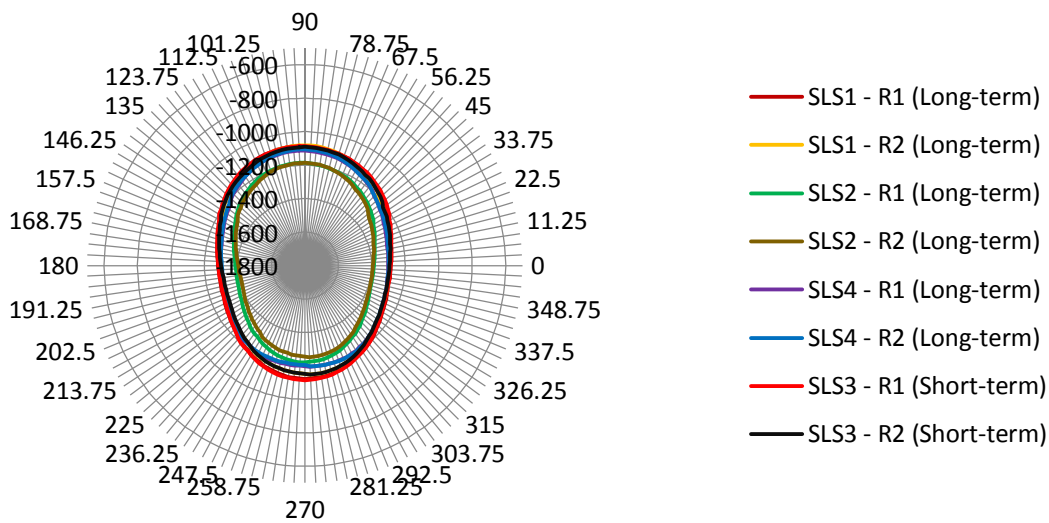

EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

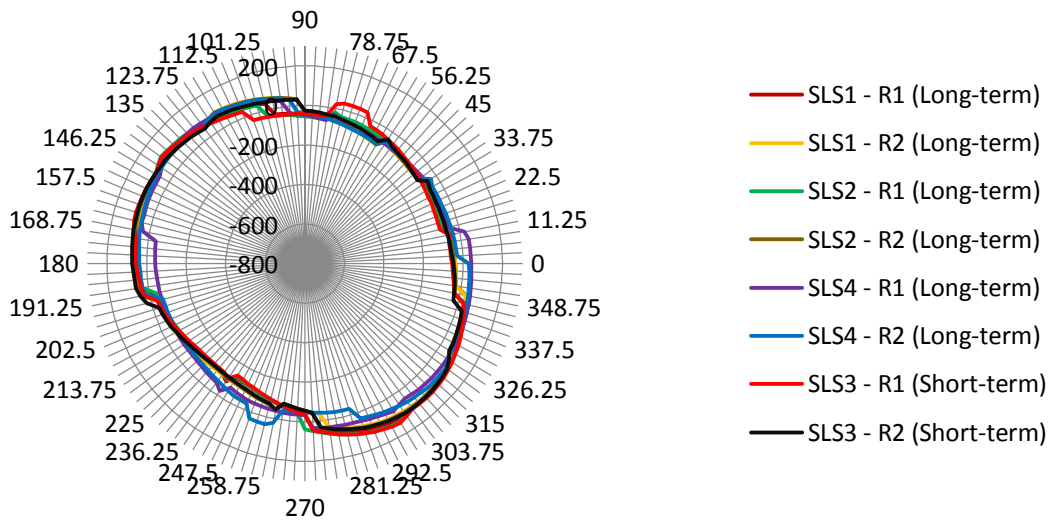

EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

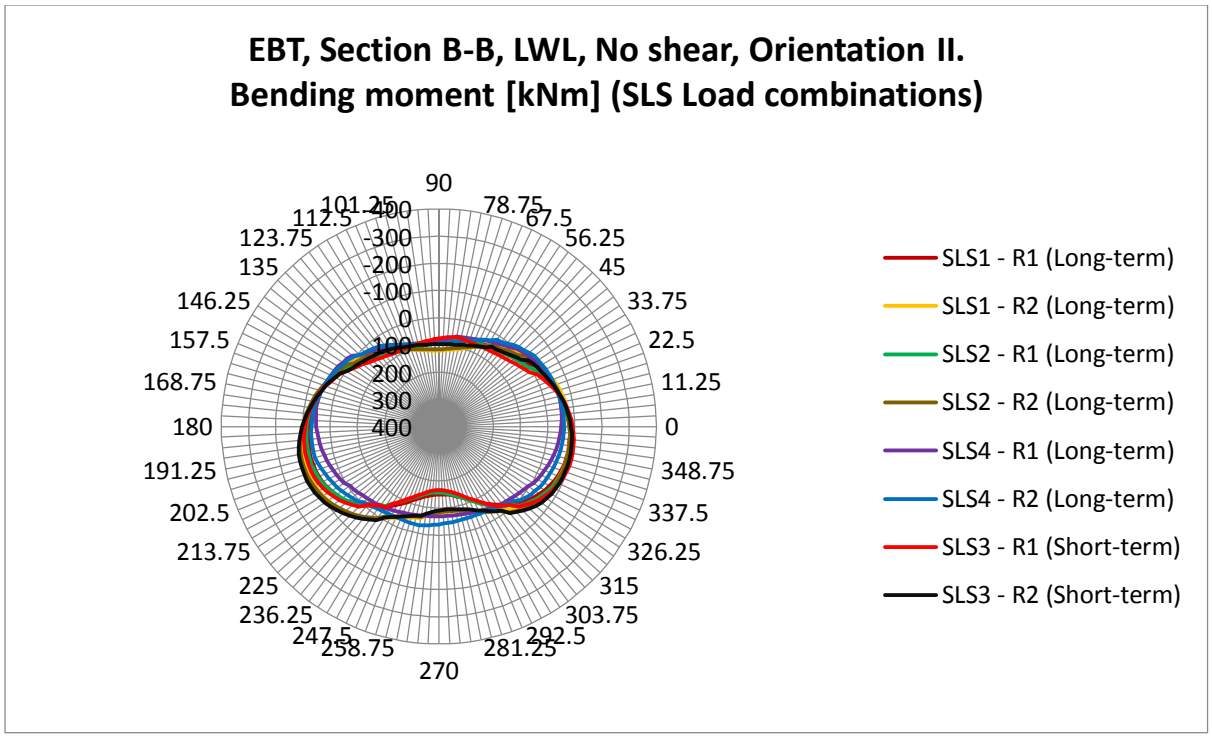

EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
-200
0
200
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)

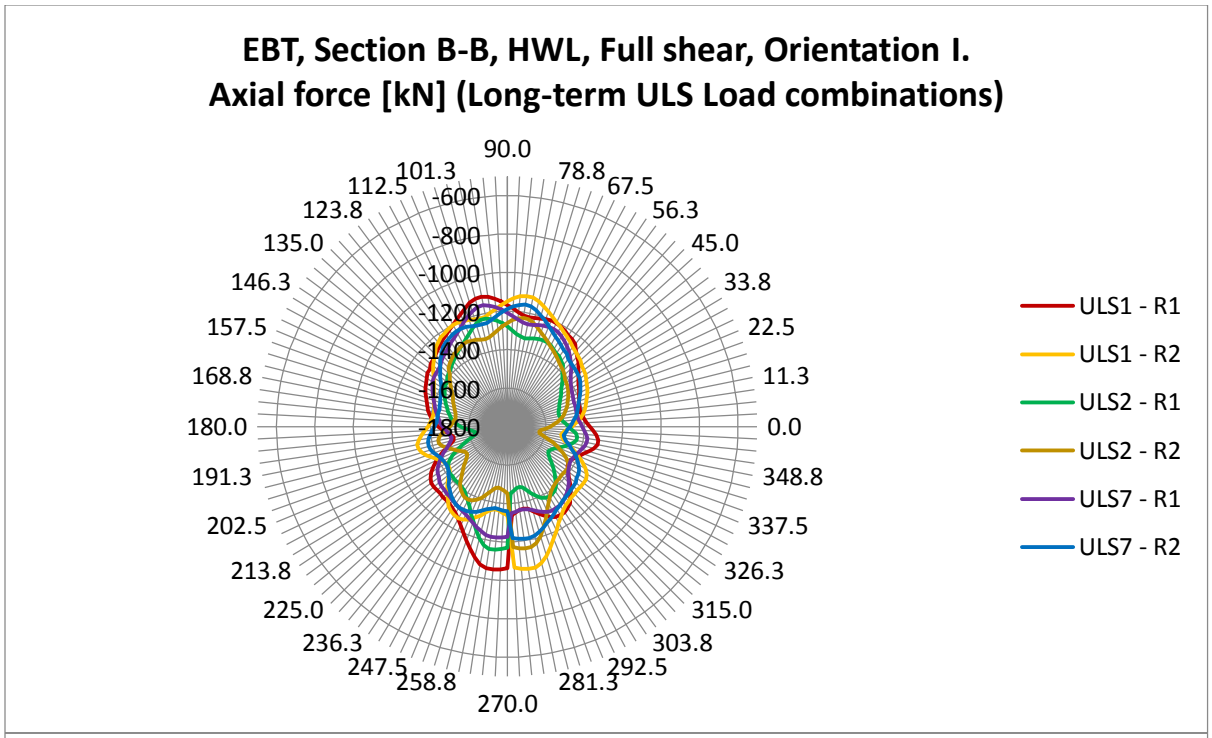


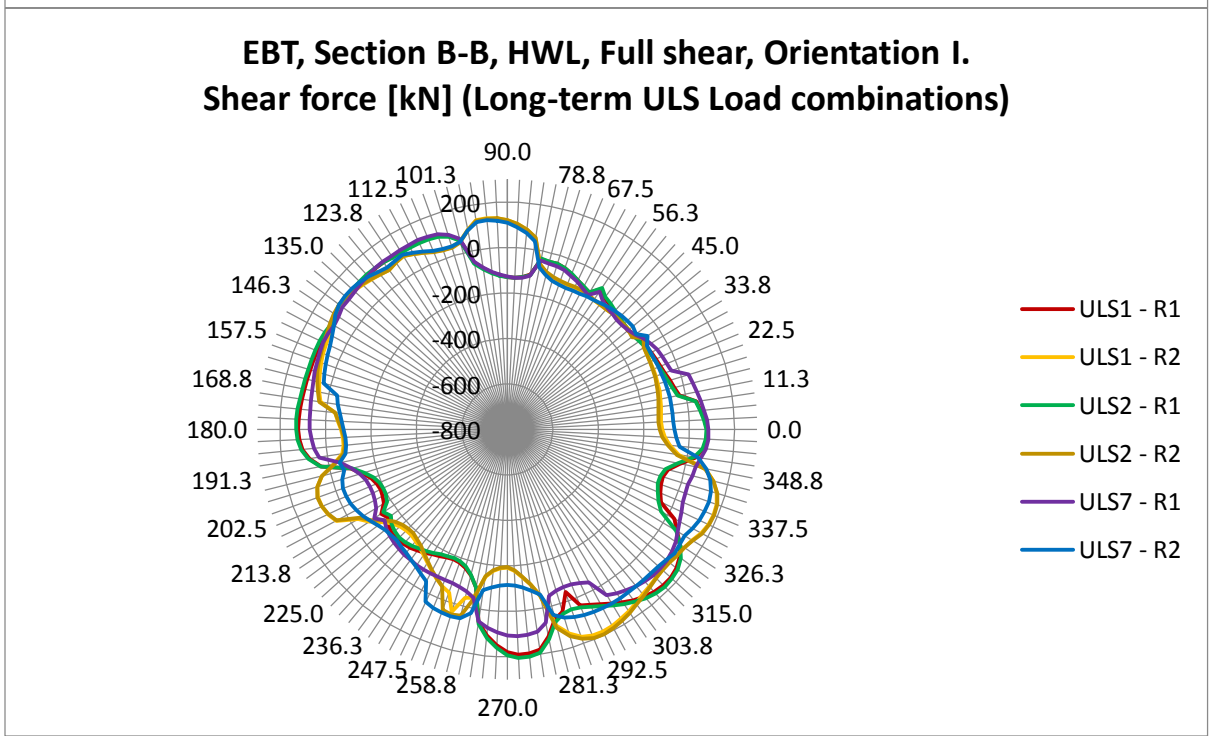
EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)



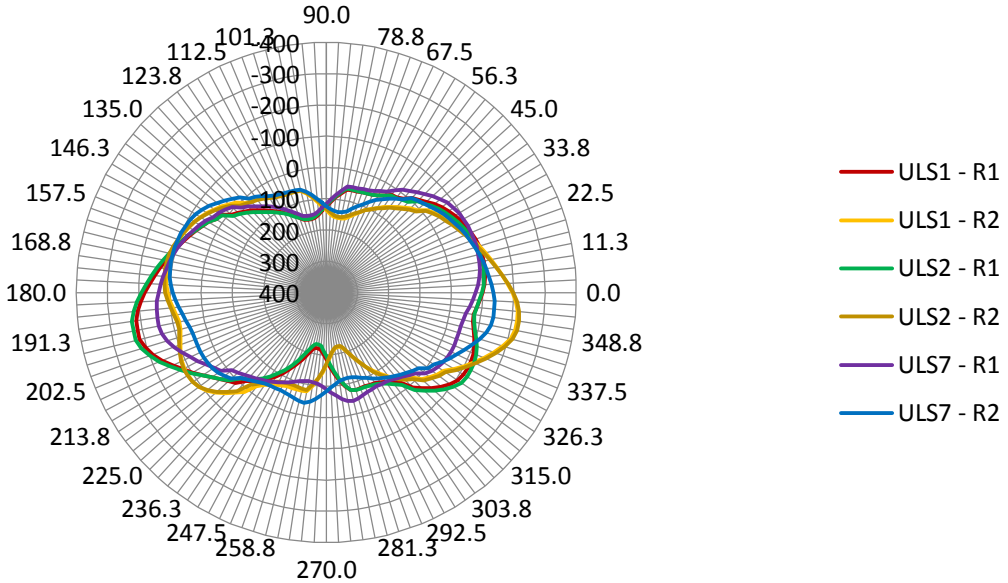

EBT, Section B-B, LWL, No shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

East-Boundtrack Tunnel
Section B-B
Load condition: High Groundwater Level; Full Shear (Case 5)

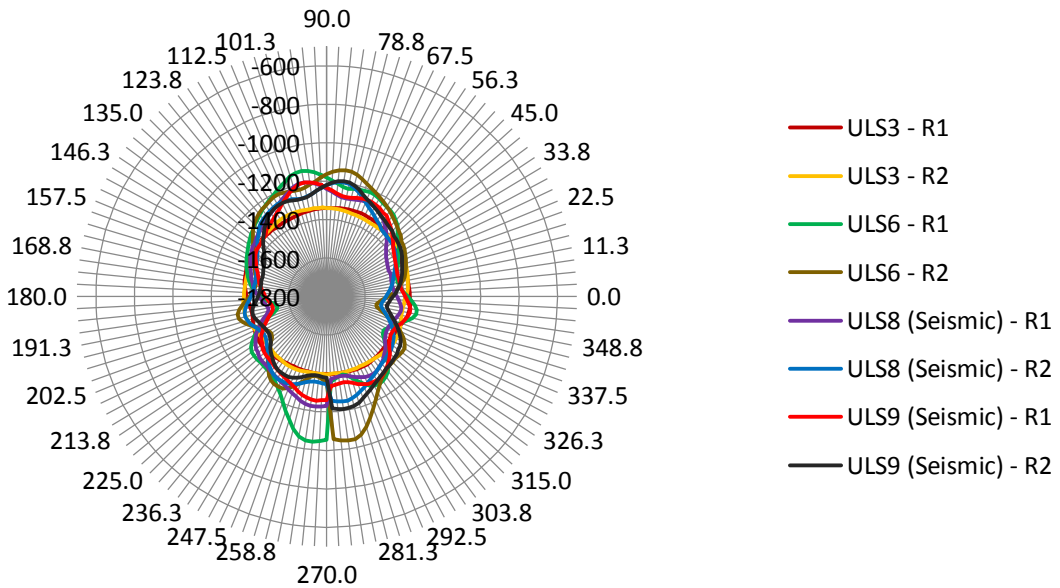

EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

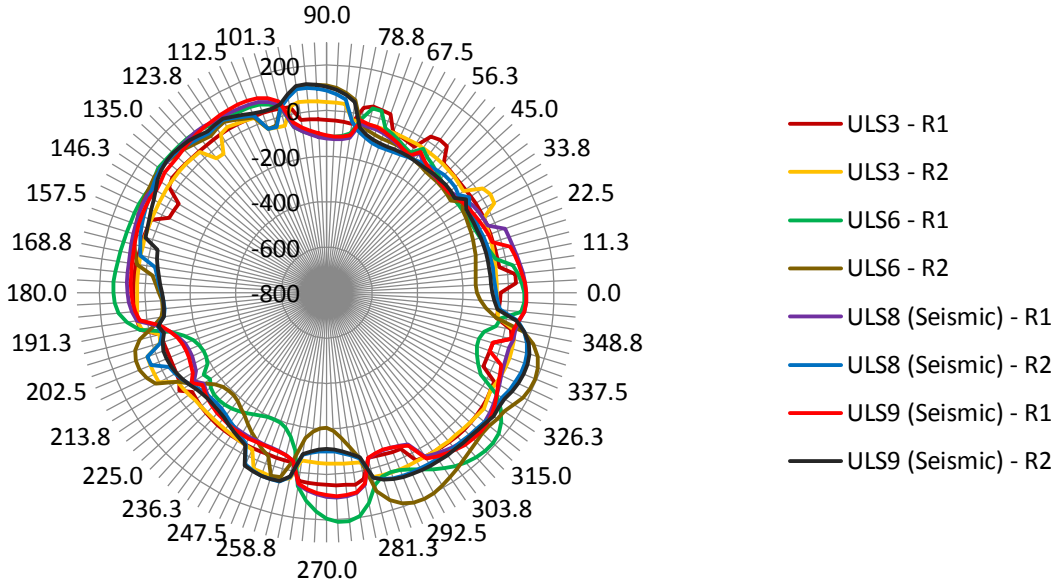
EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)



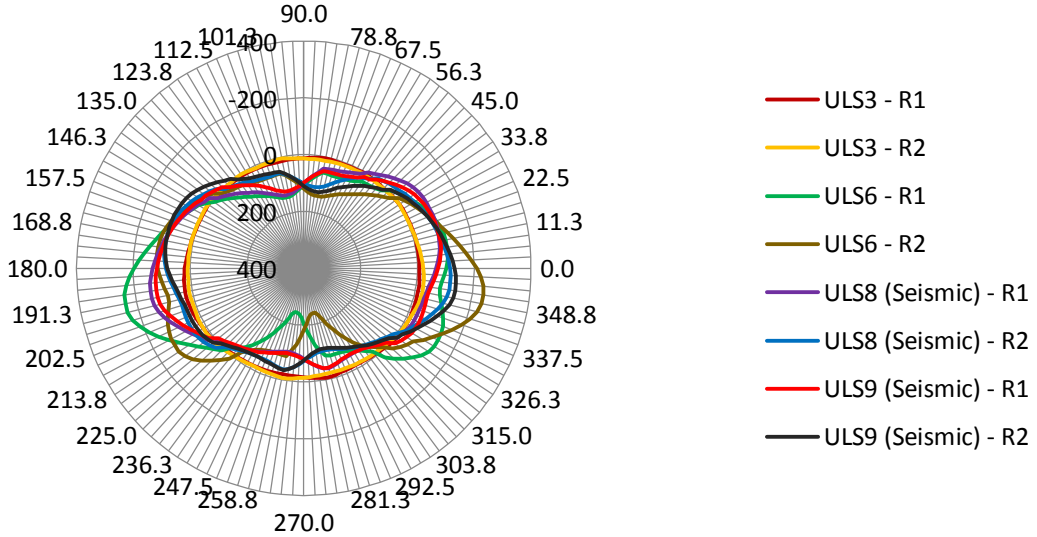
EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



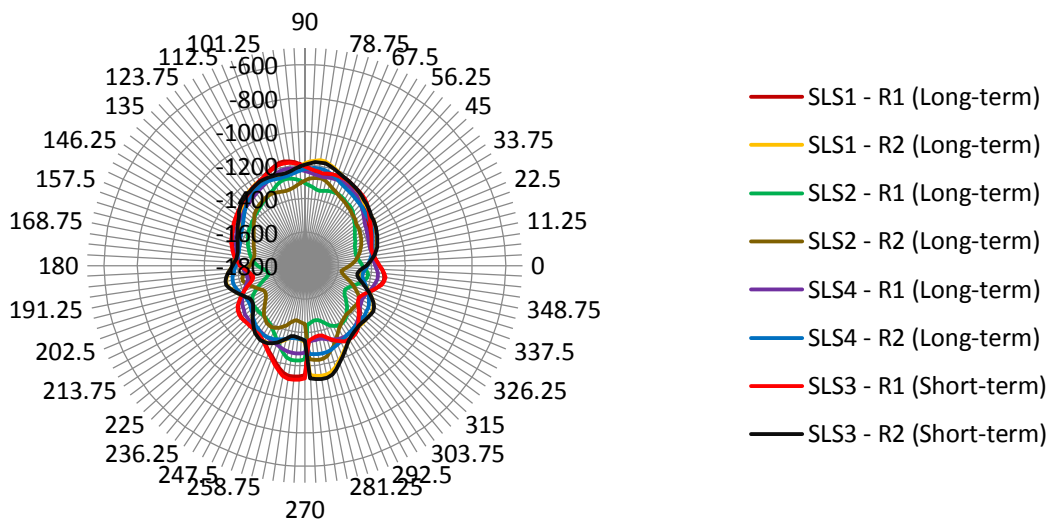
EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



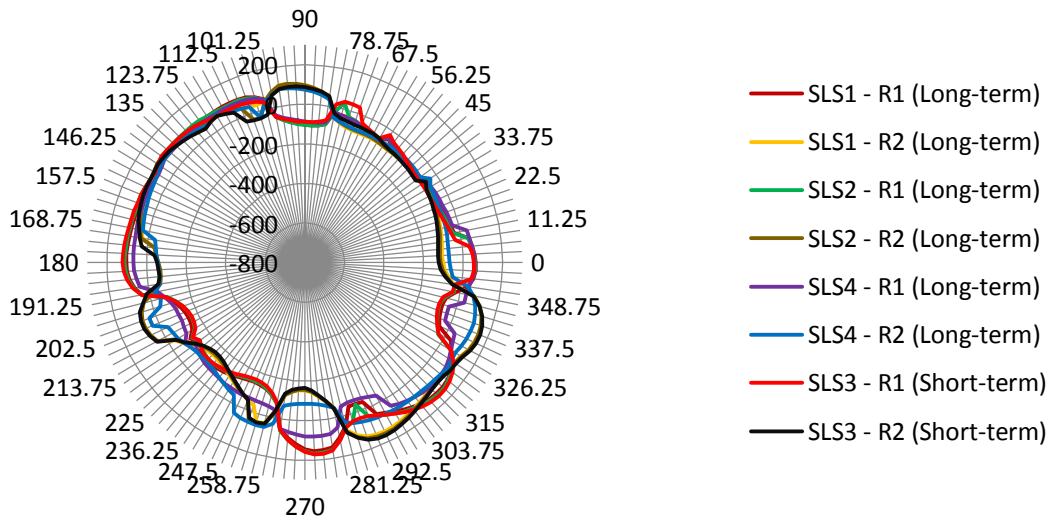
EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)

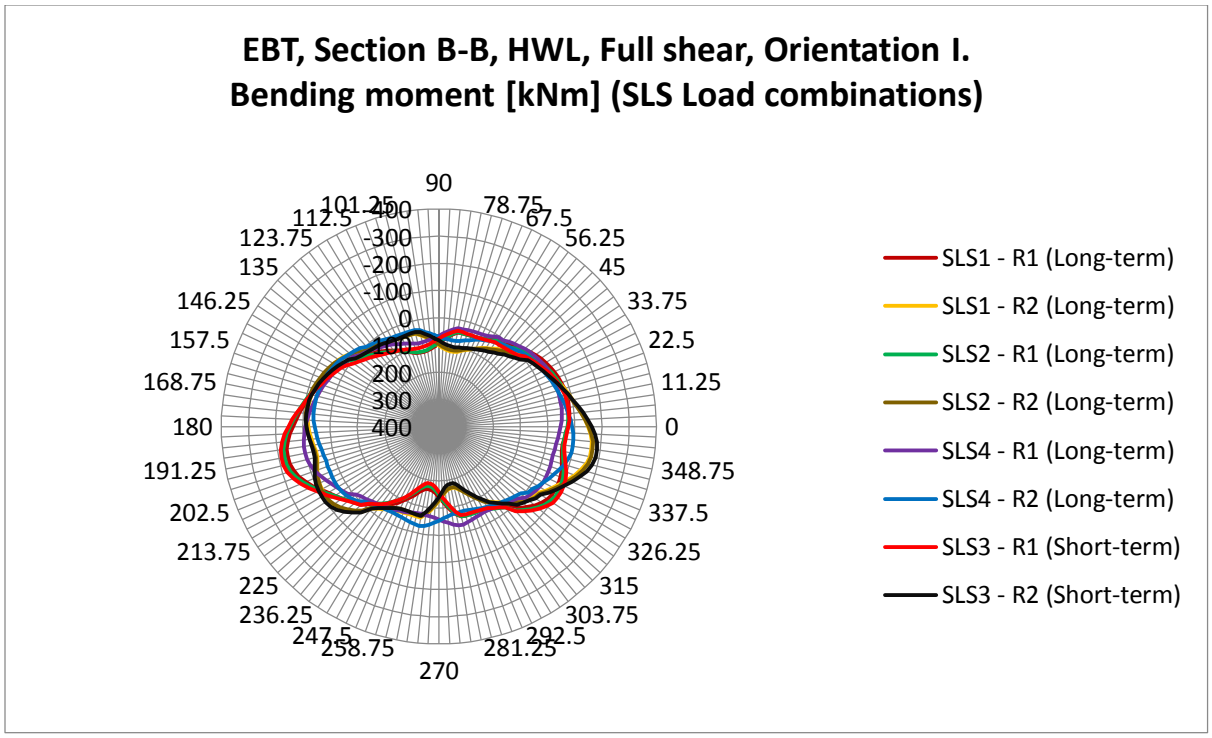


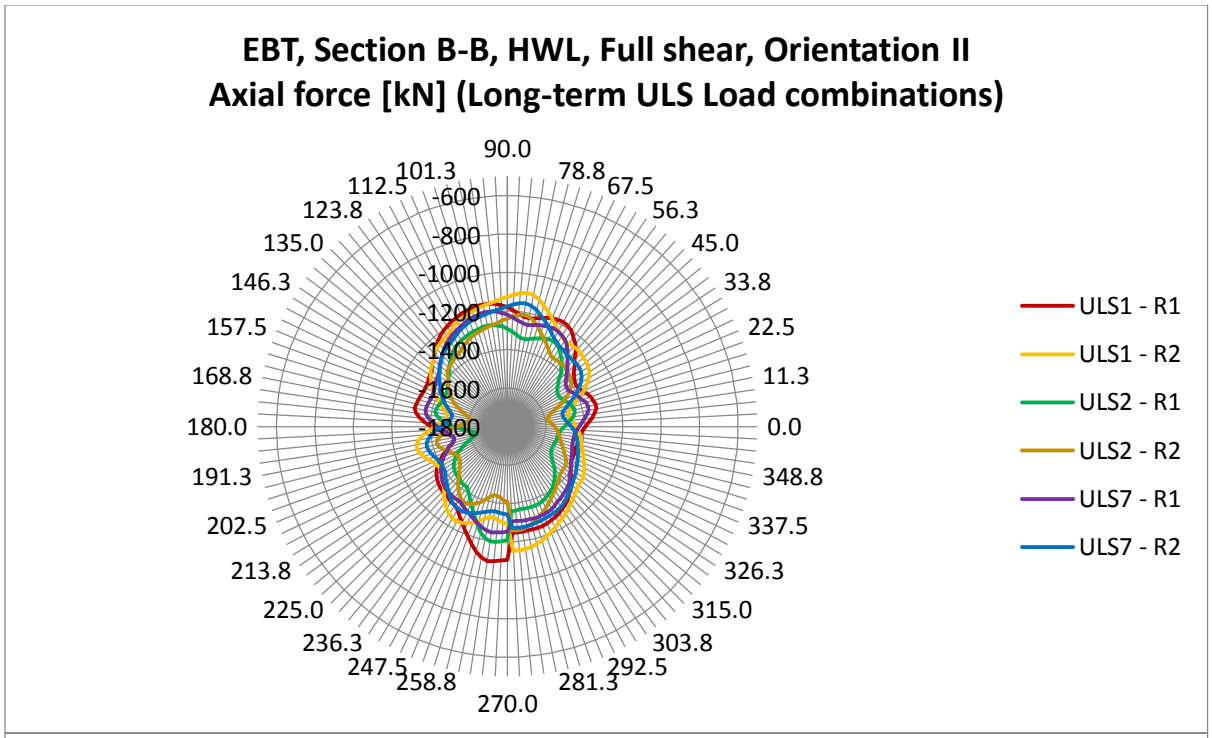
EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)

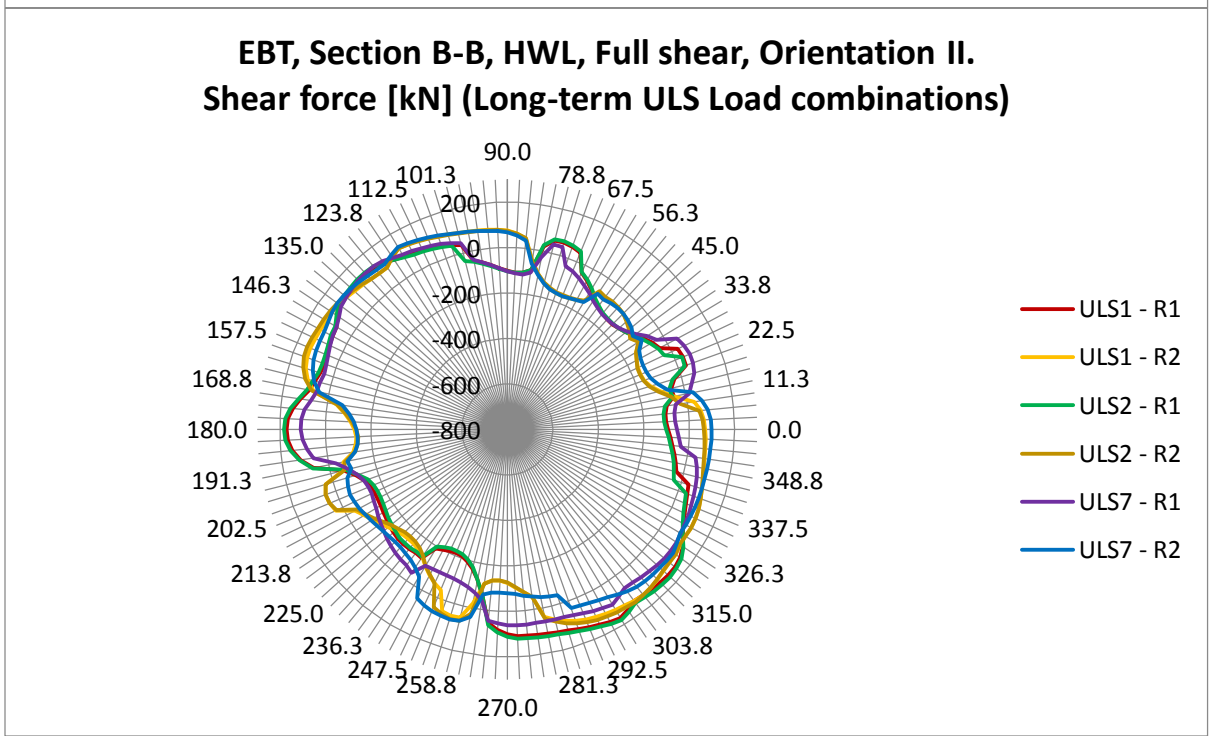


EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)

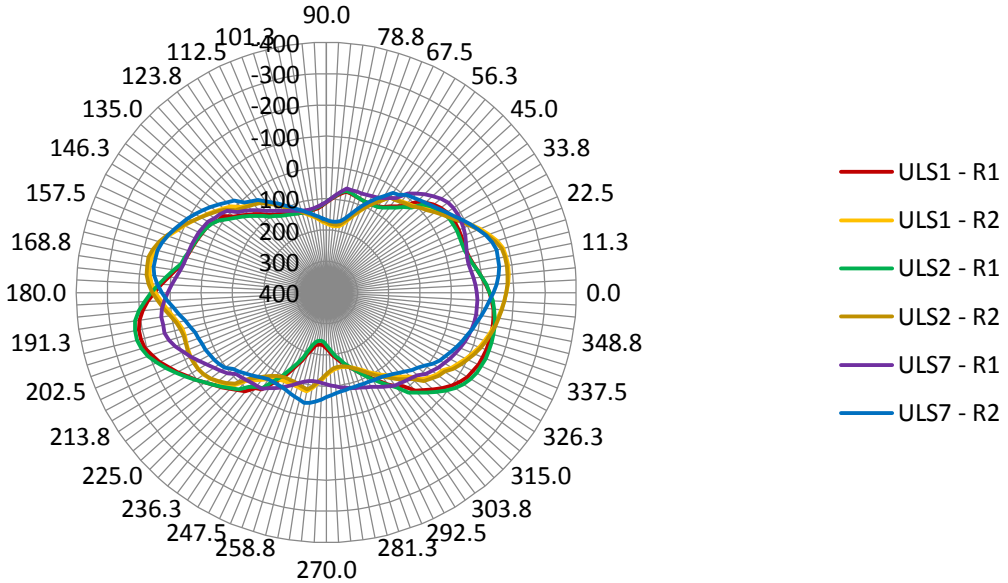



EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

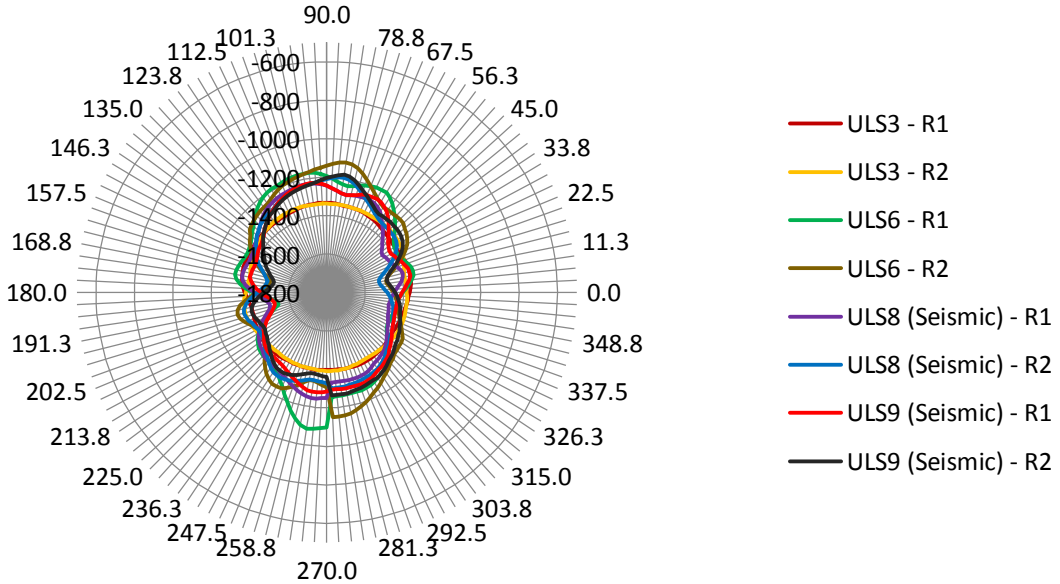

EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation II
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

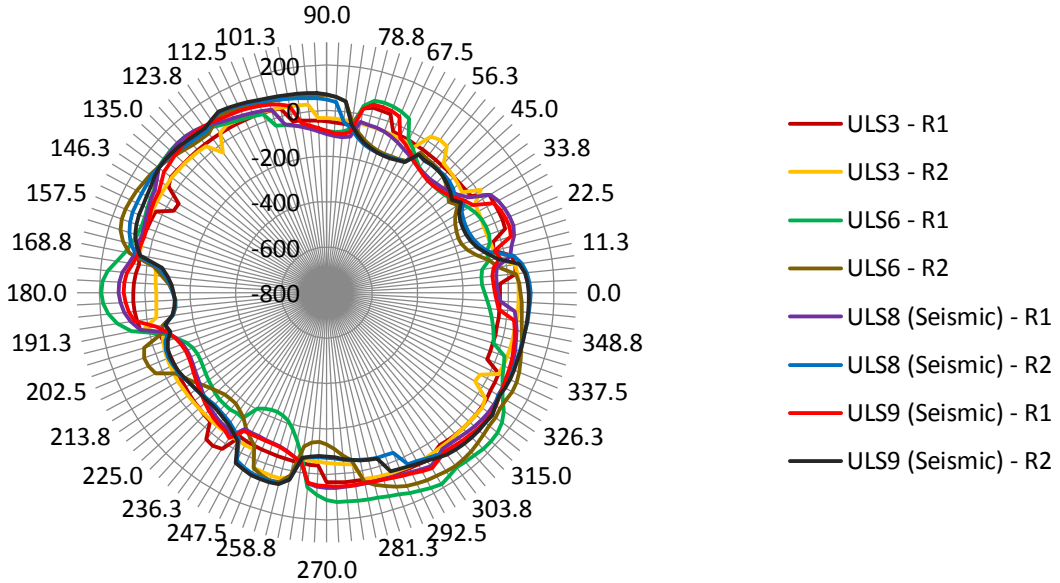
EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)



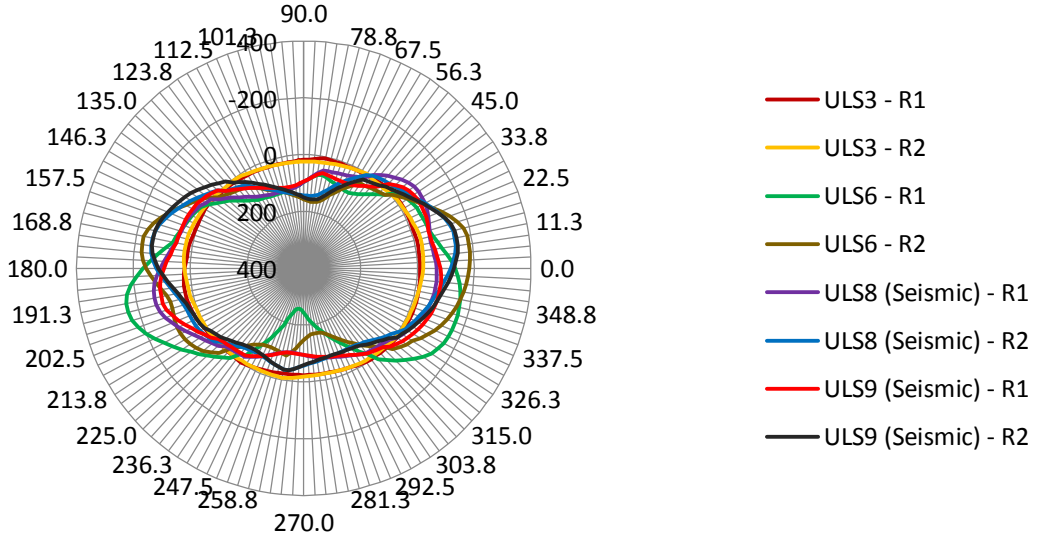
EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



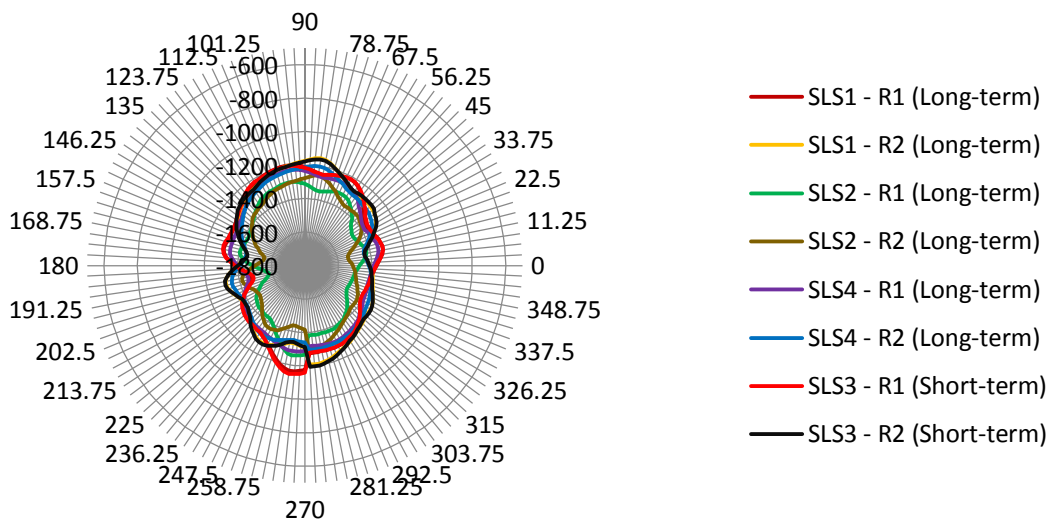
EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



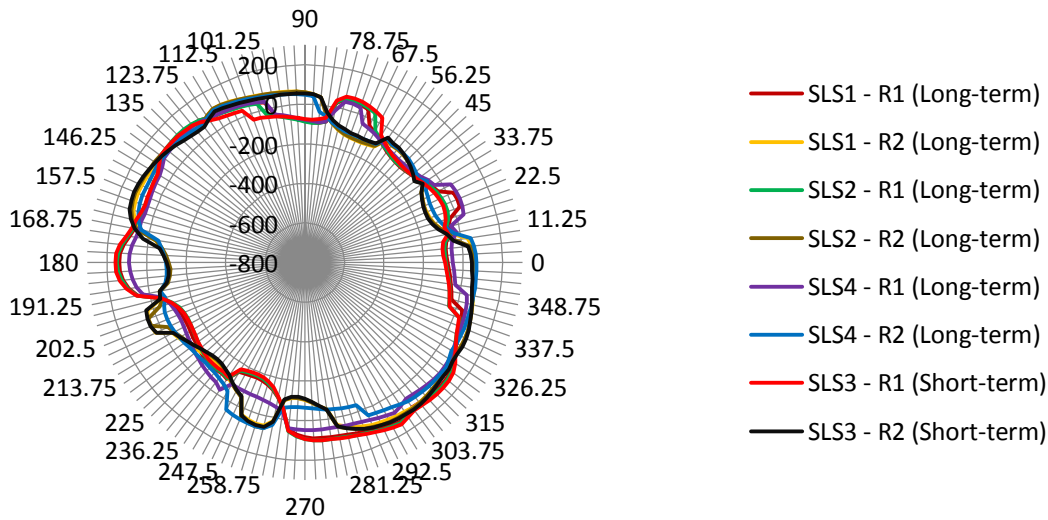
EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)

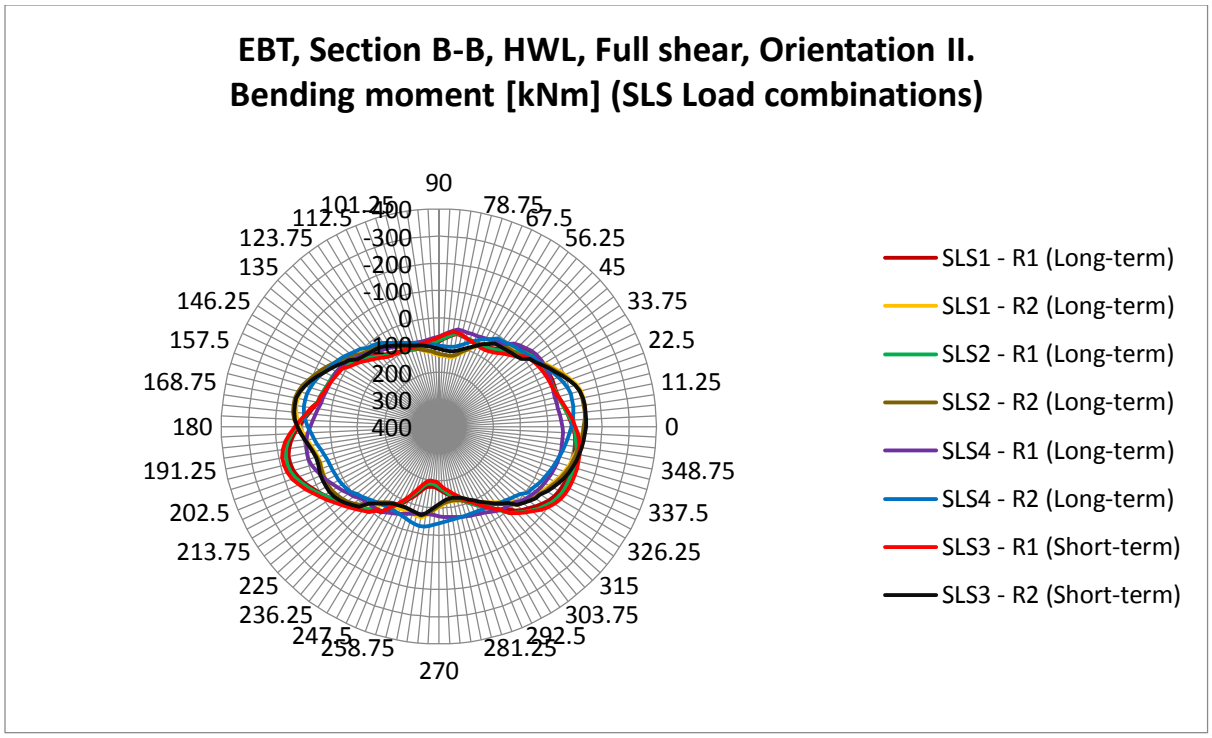


EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)

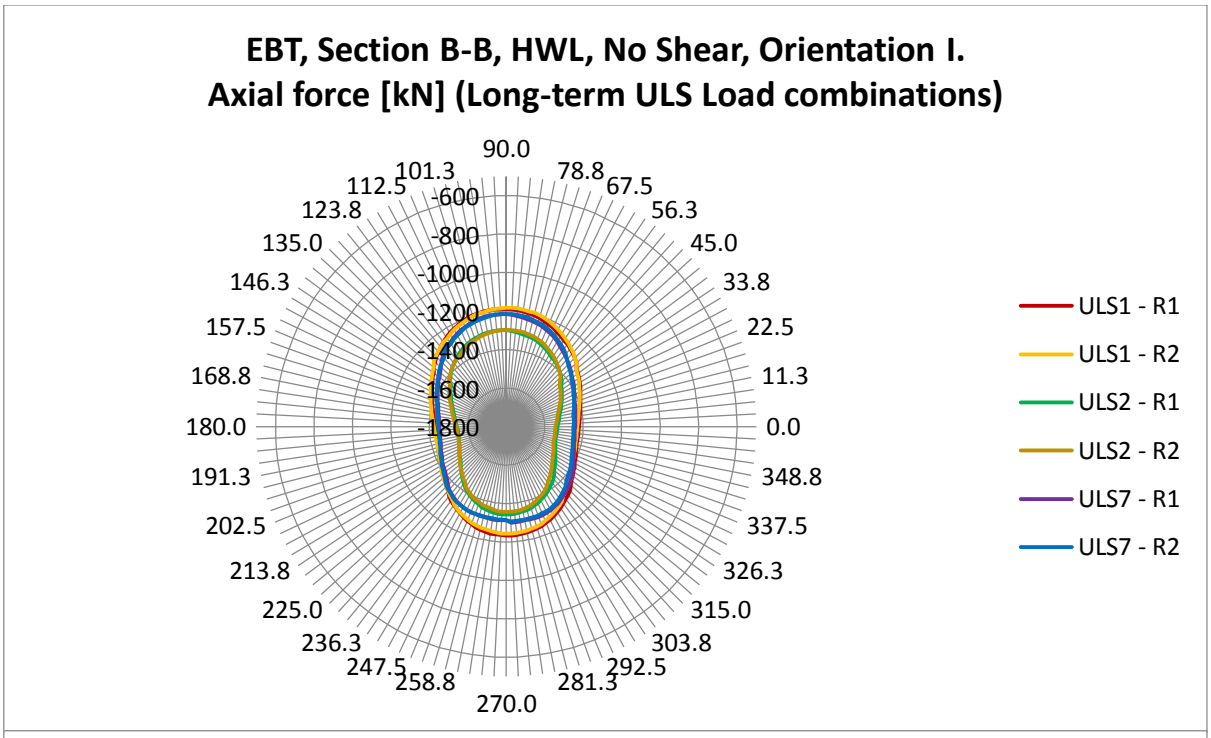


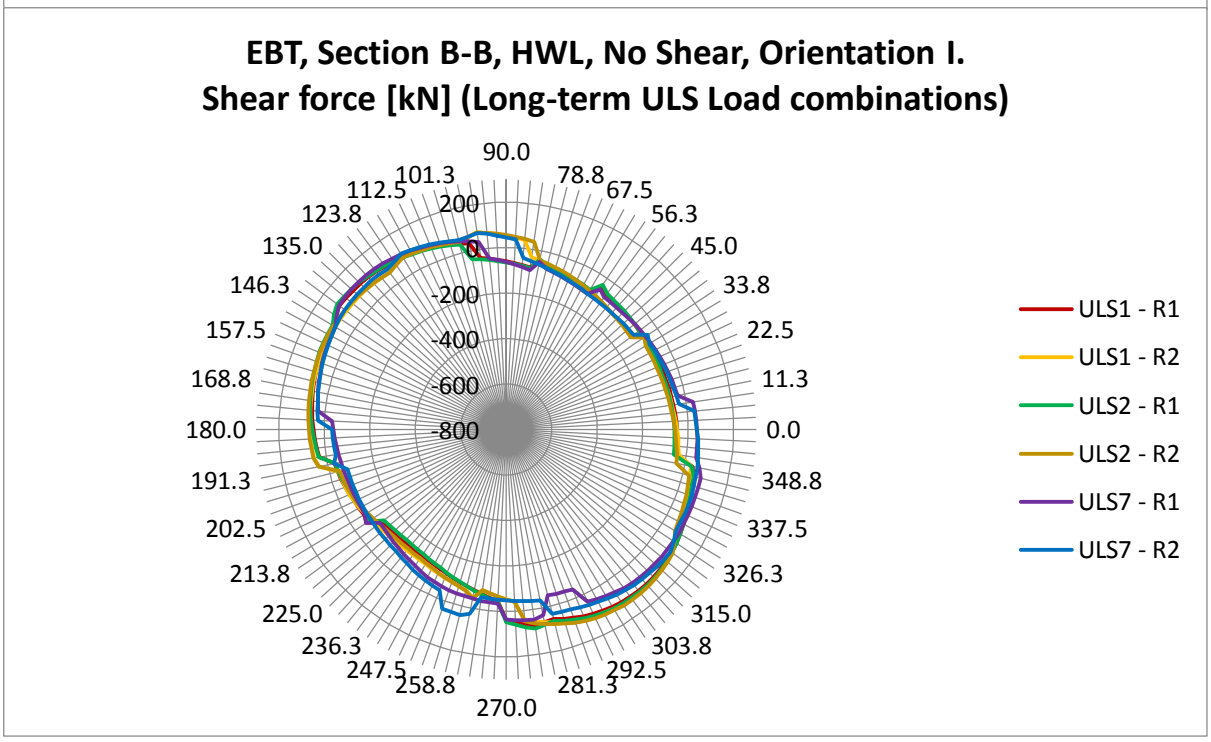
EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)

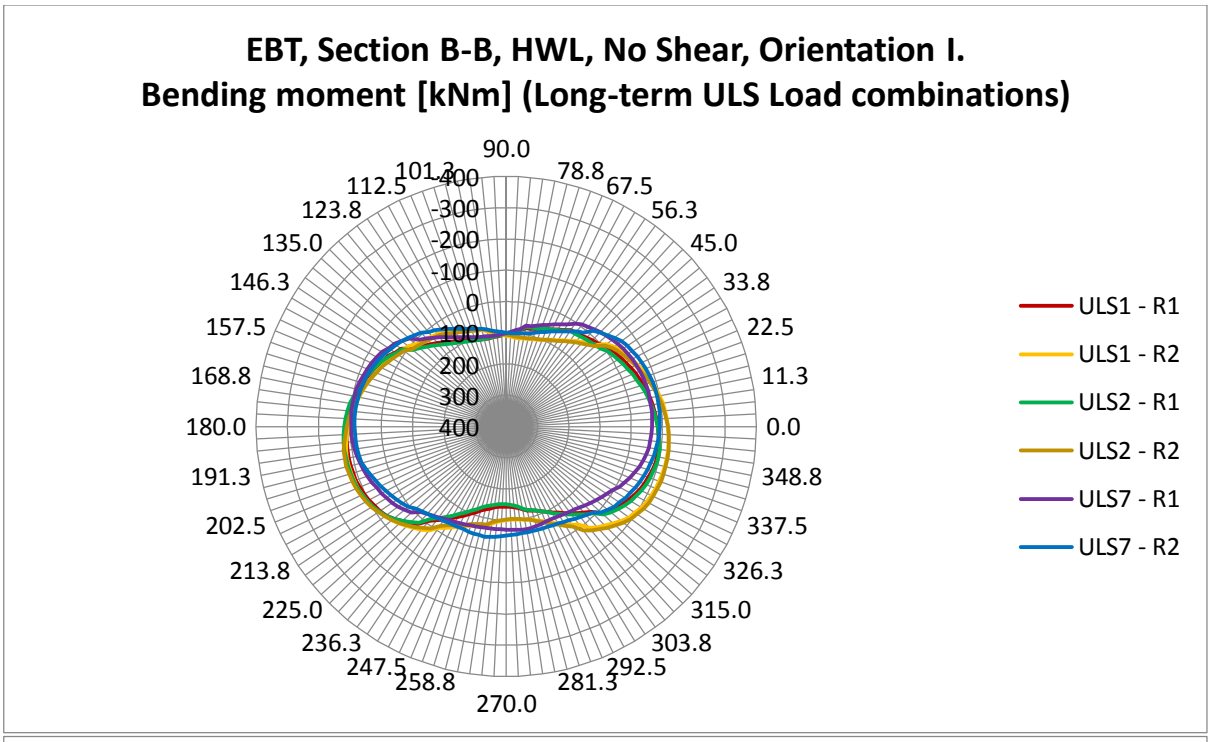


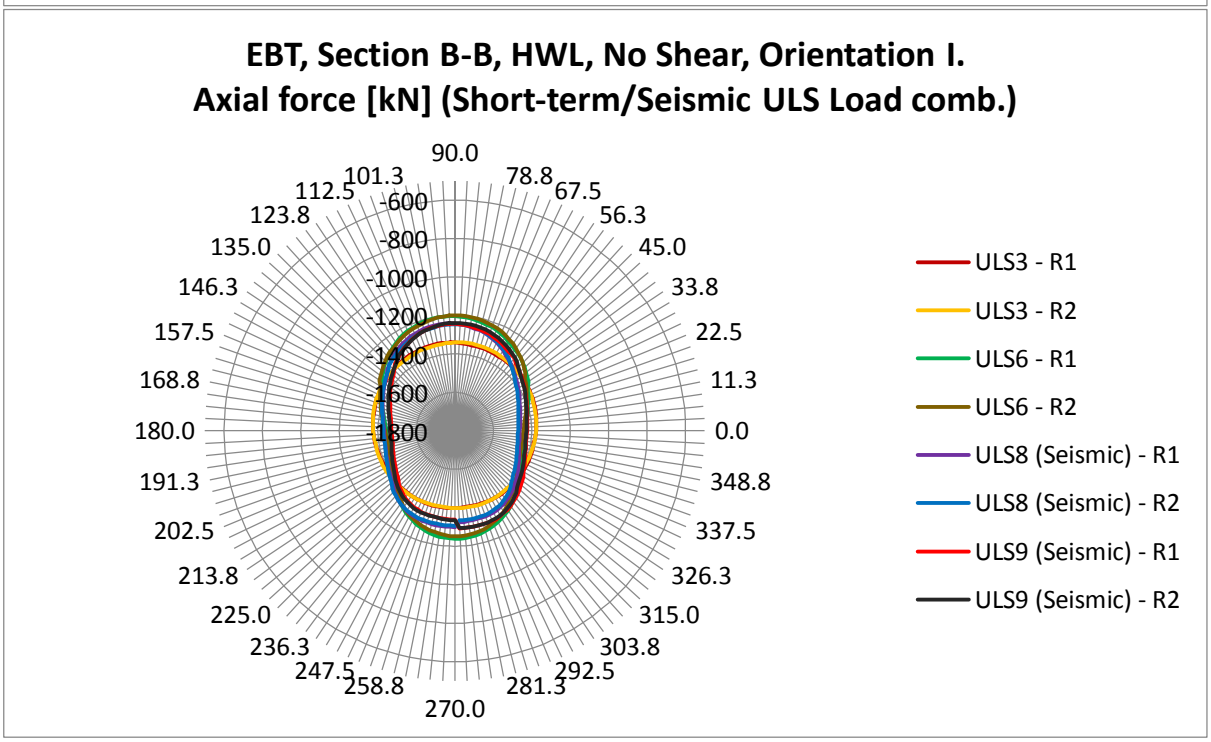

EBT, Section B-B, HWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

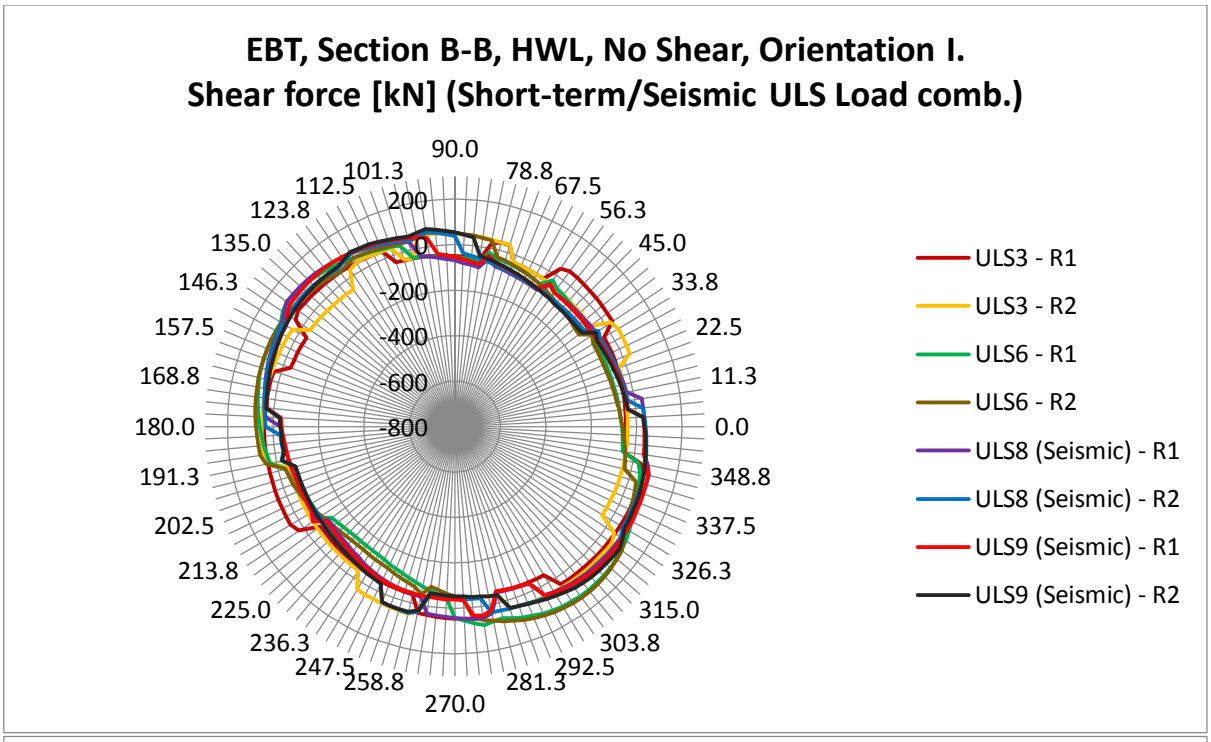
East-Boundtrack Tunnel
Section B-B
Load condition: High Groundwater Level; No Shear (Case 5)

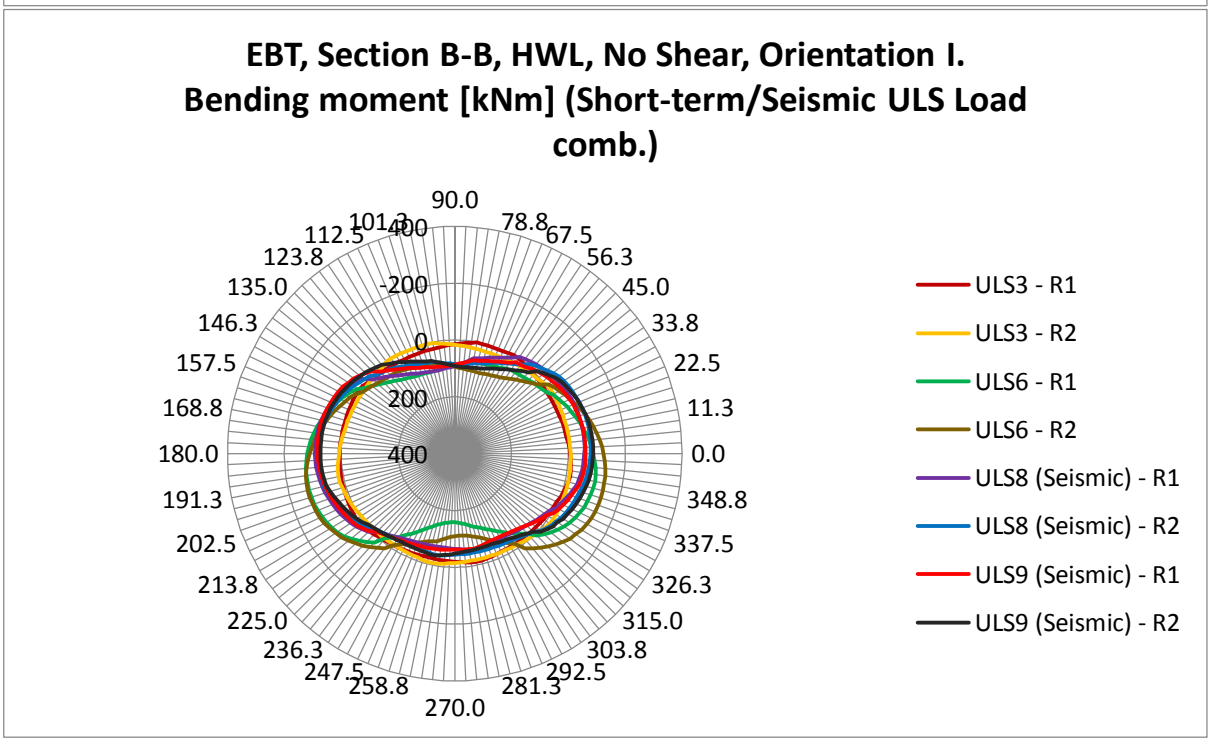

EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

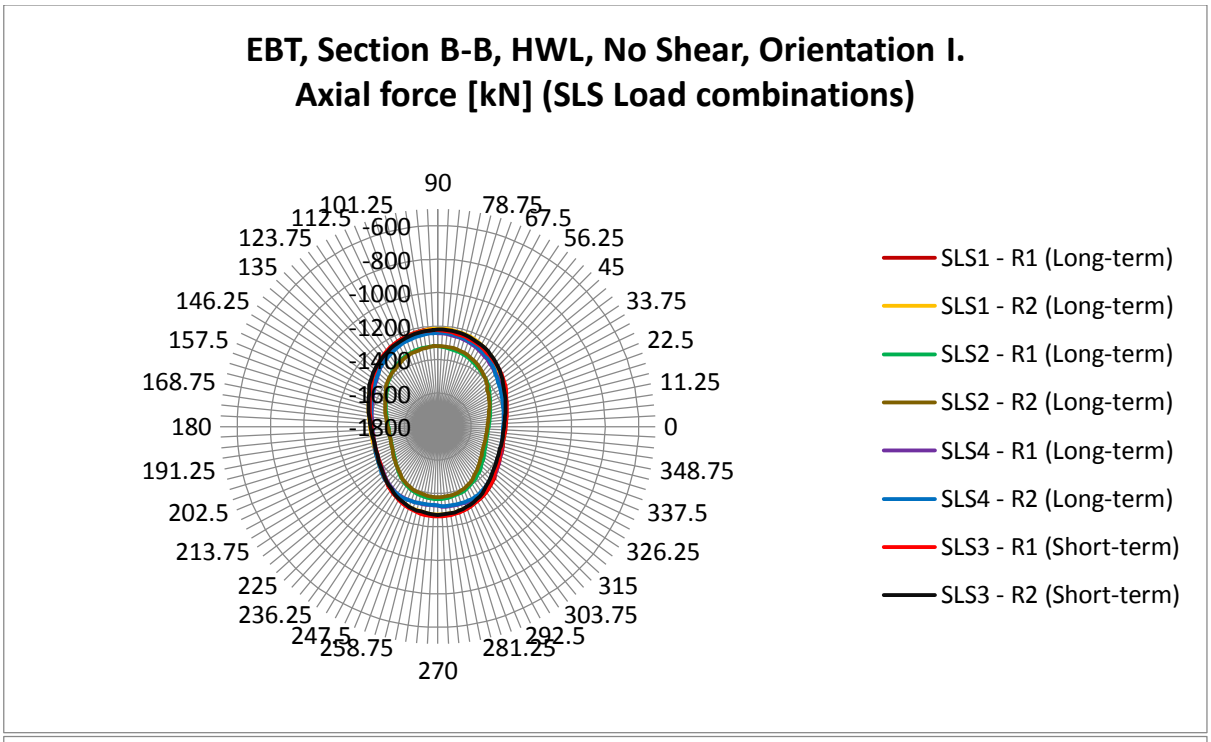

EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

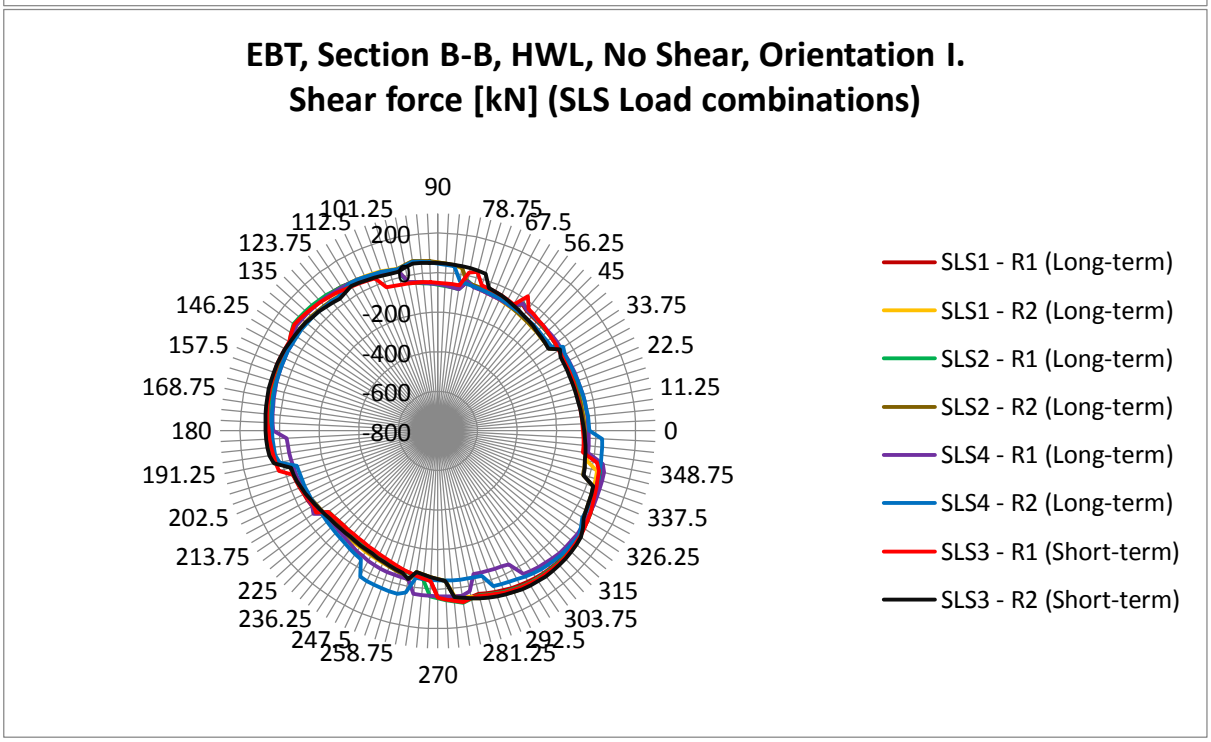

EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

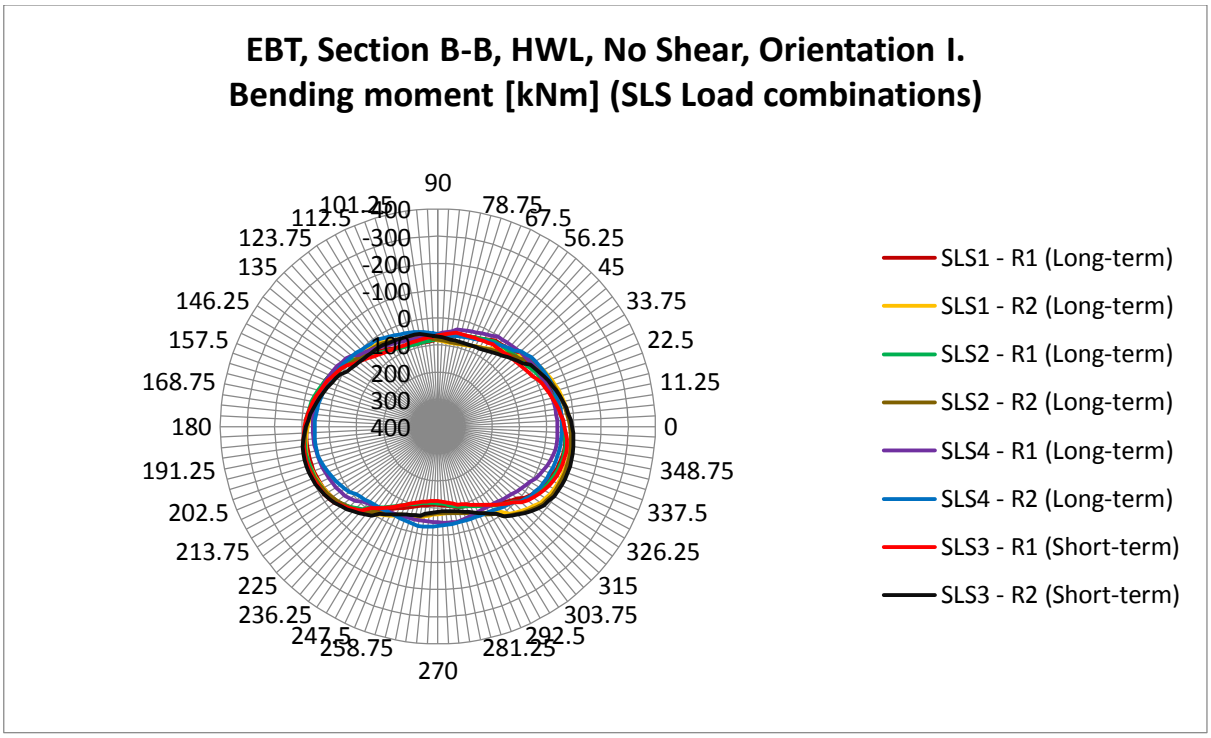

EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation I.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

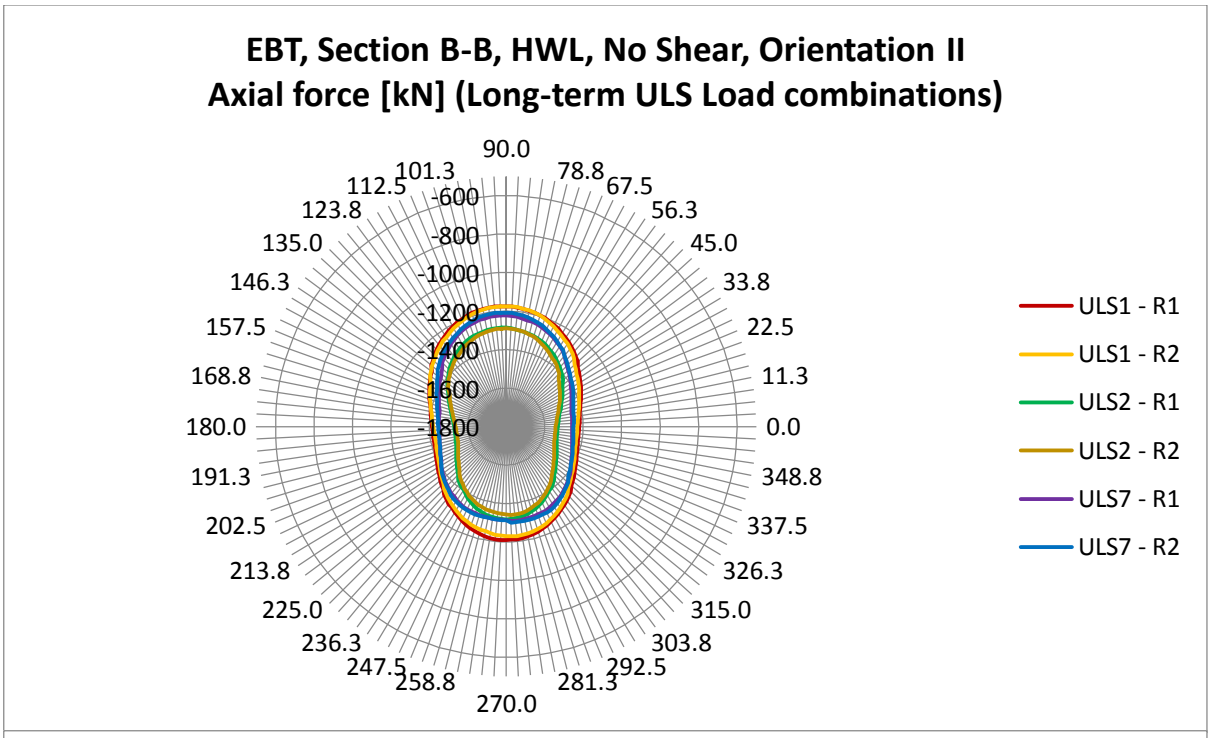

EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation I.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

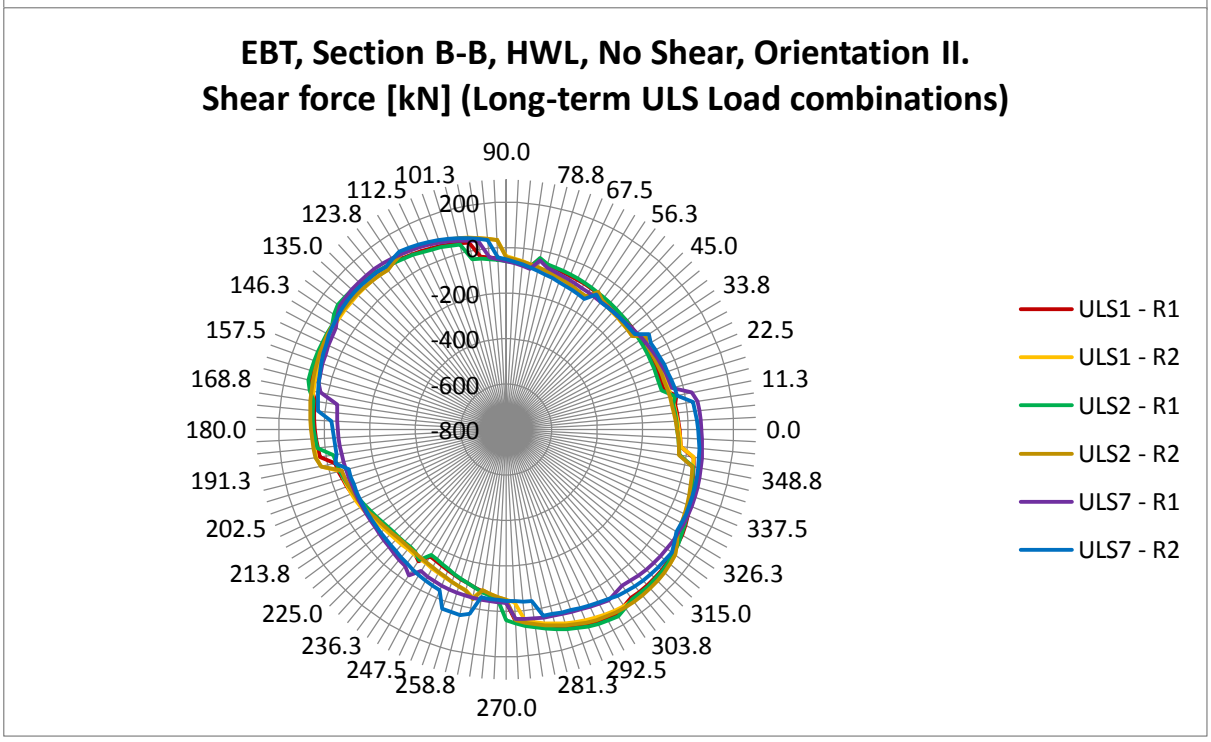

EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
-200
0
200
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

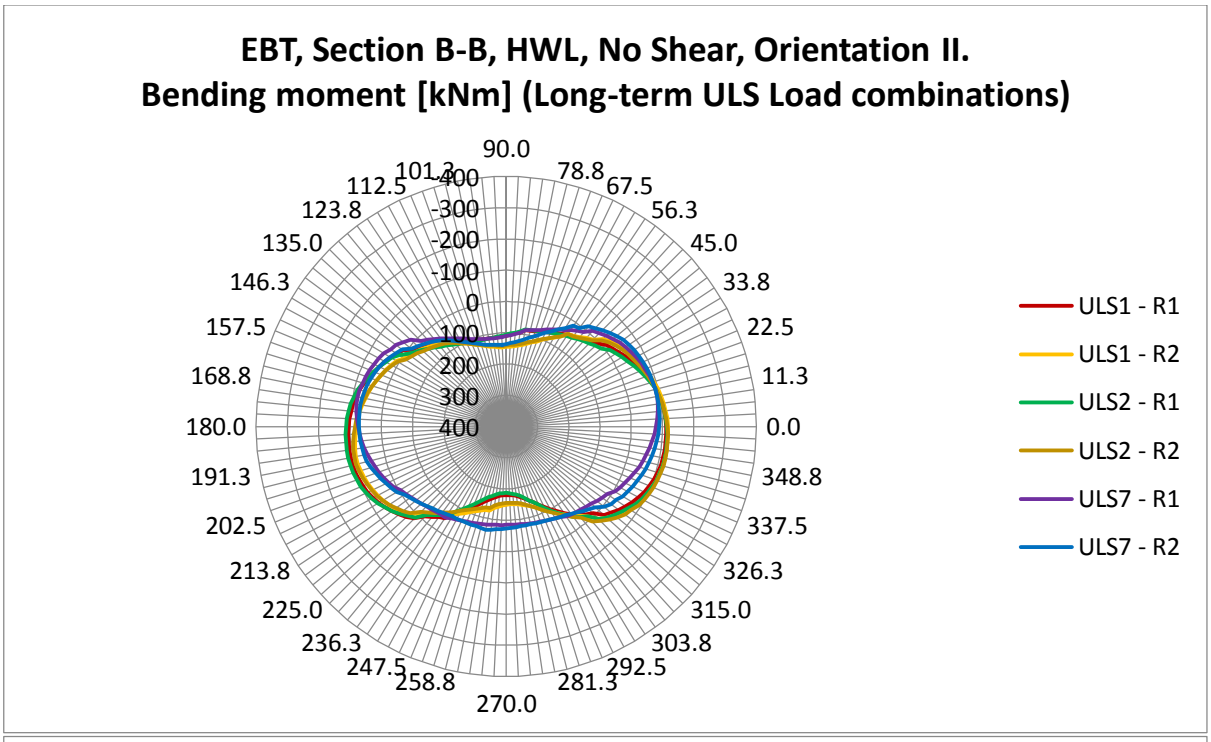

EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation I.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

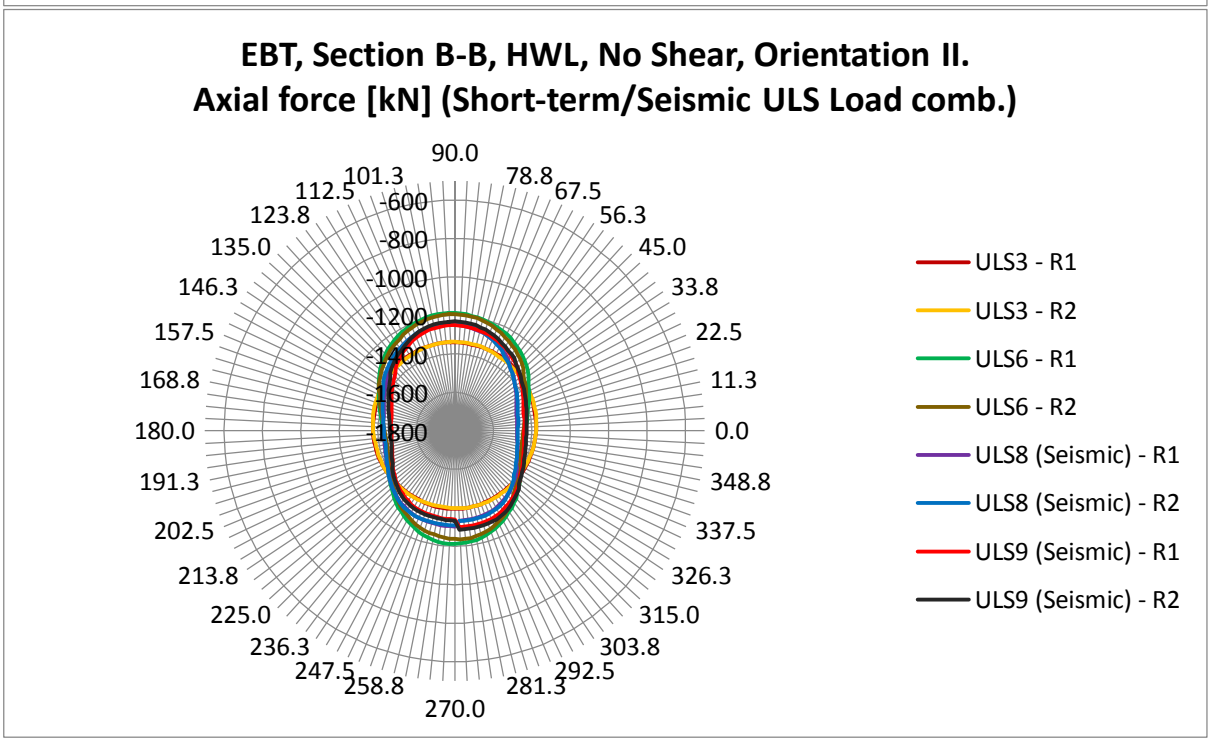

EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation I.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
200
0
-200
-400
-600
-800
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

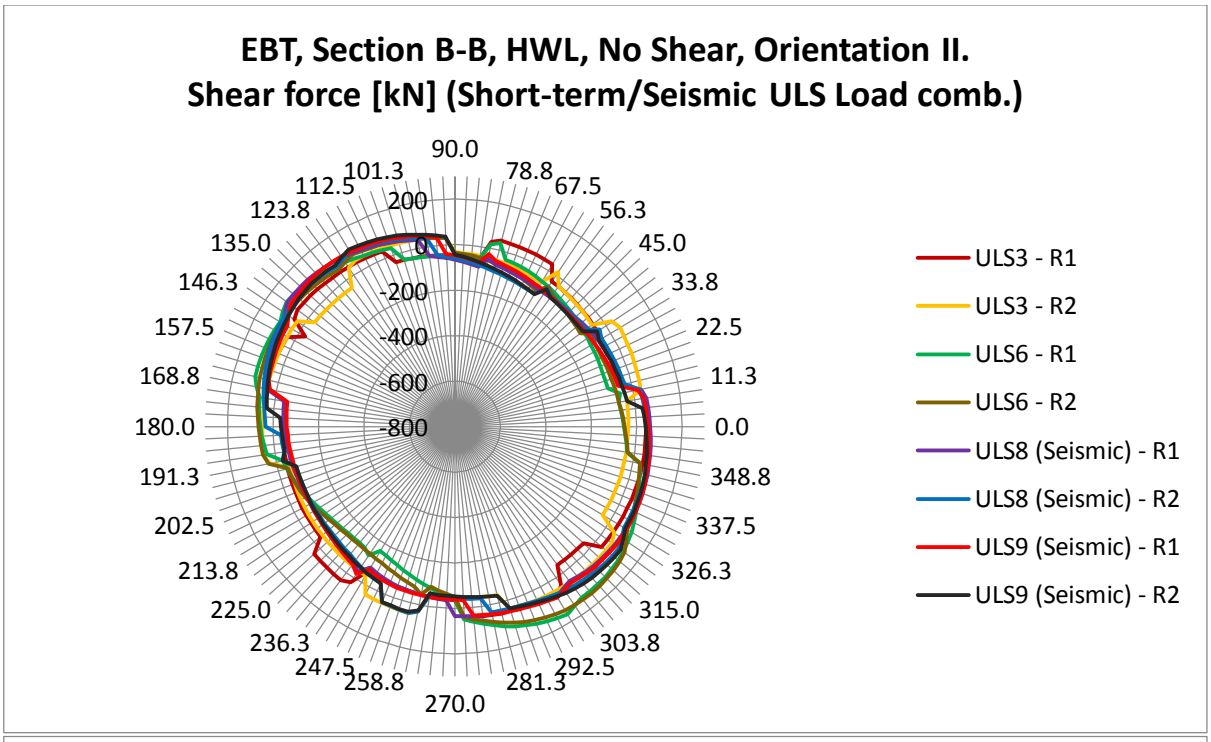

EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation I.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

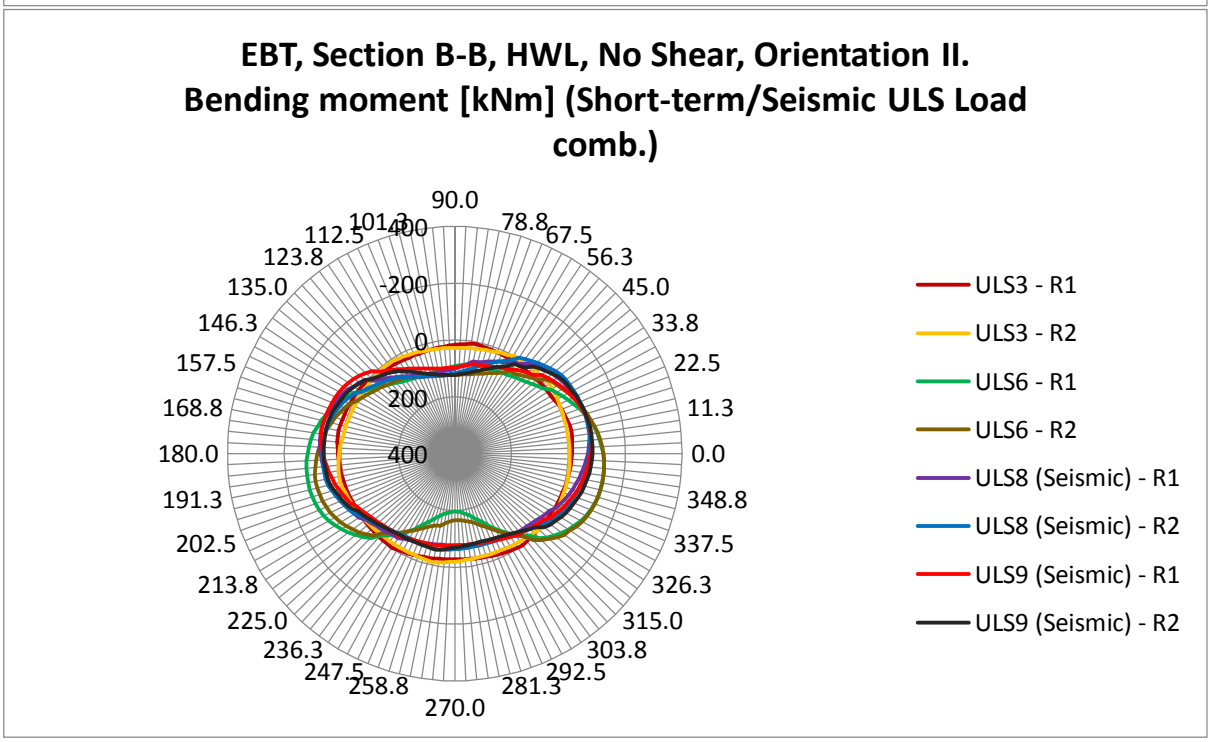

EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation II
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

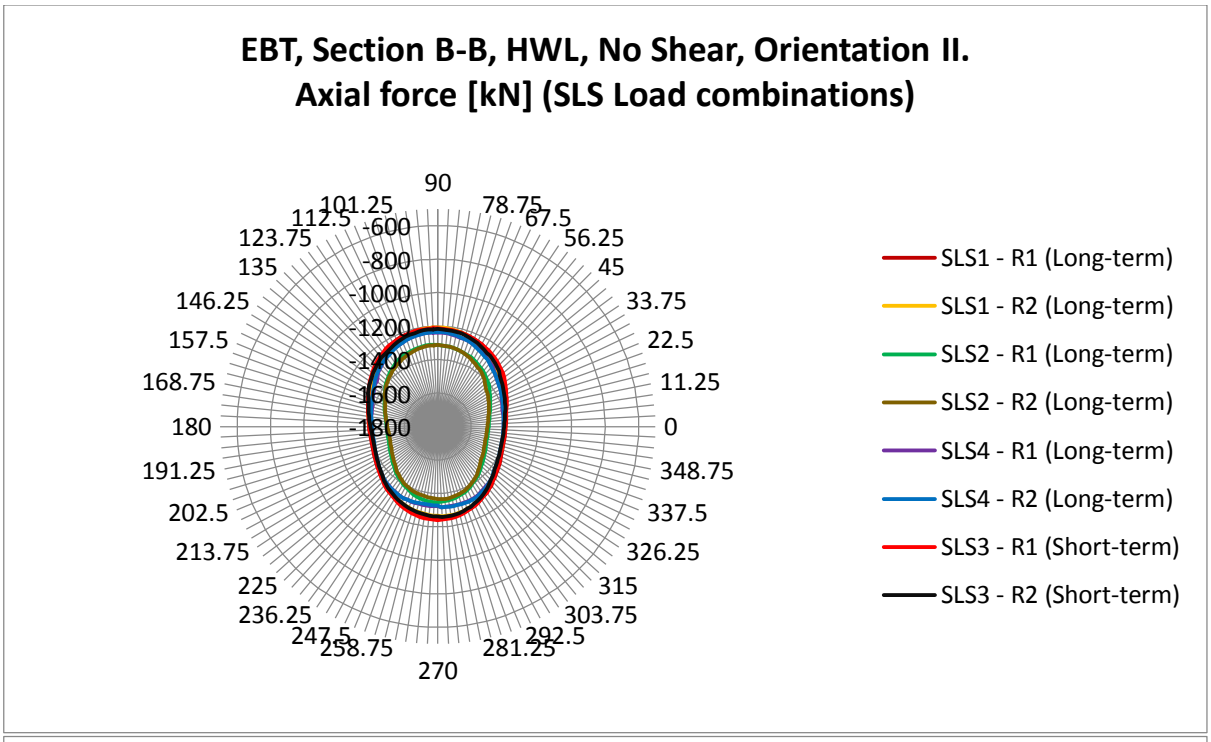

EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

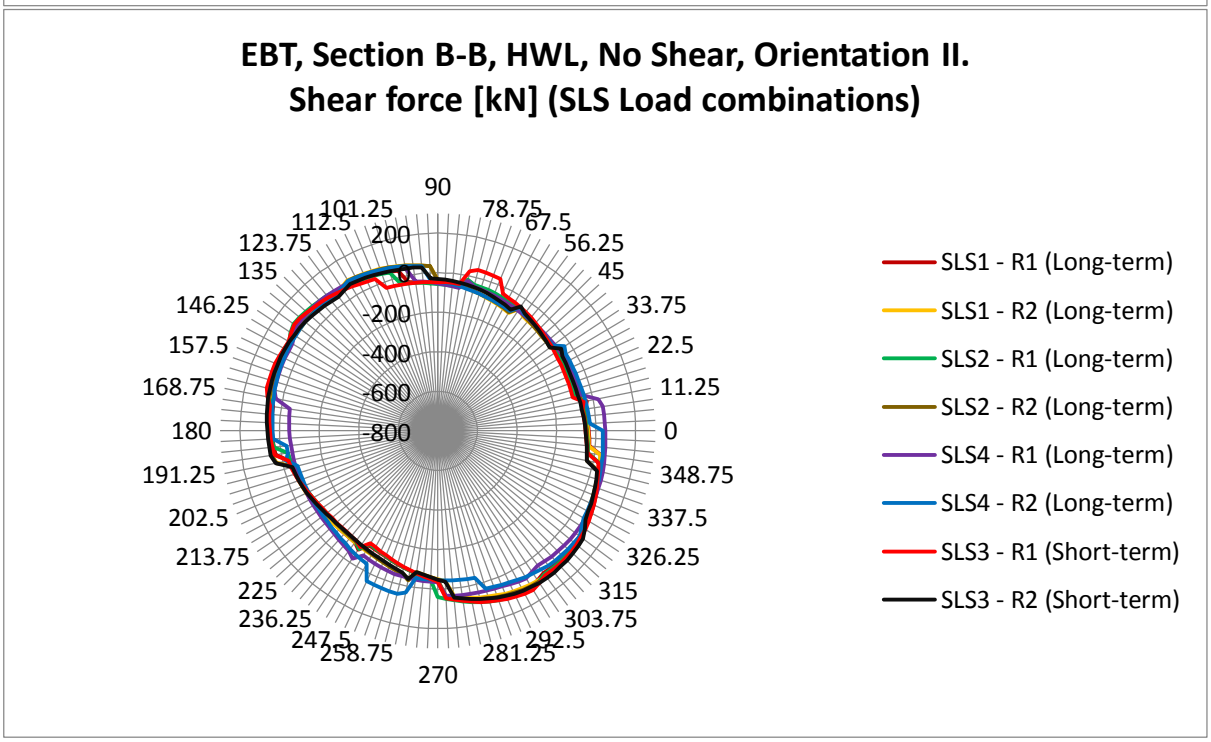

EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

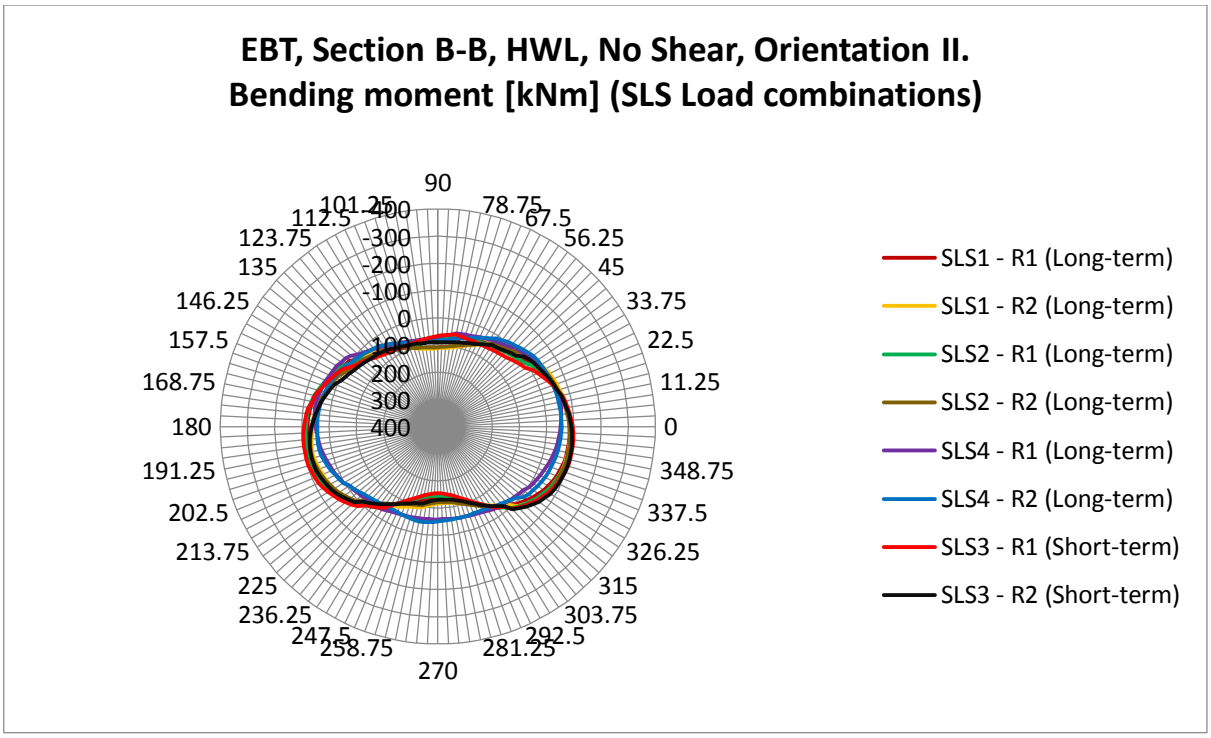

EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2


EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2


EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
-200
0
200
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

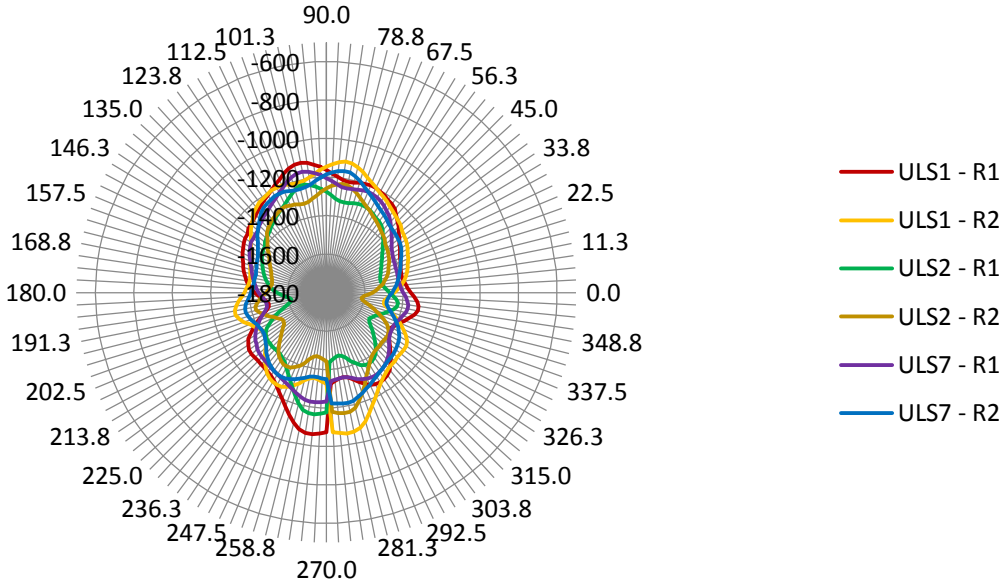

EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation II.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)


EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation II.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
200
0
-200
-400
-600
-800
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

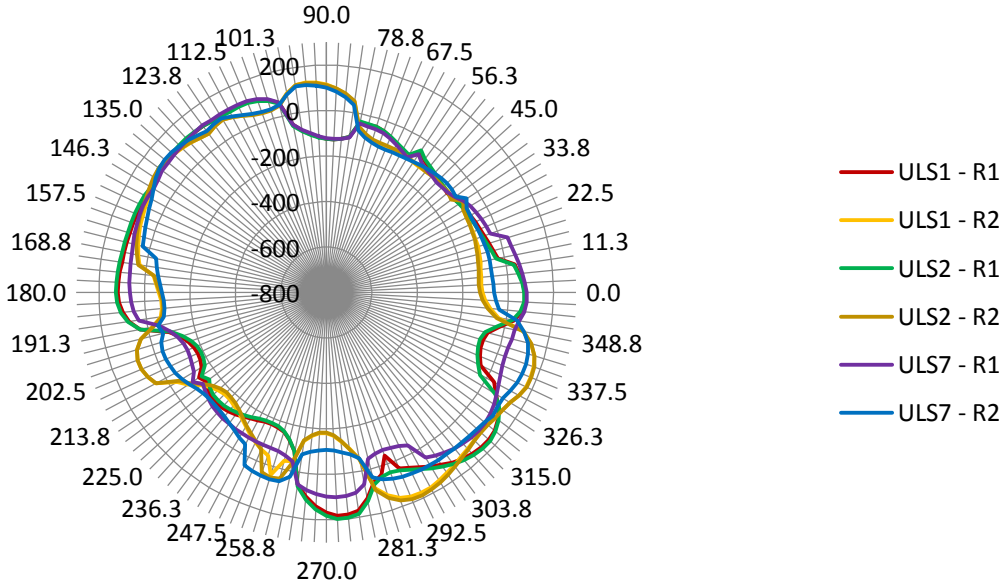

EBT, Section B-B, HWL, No Shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

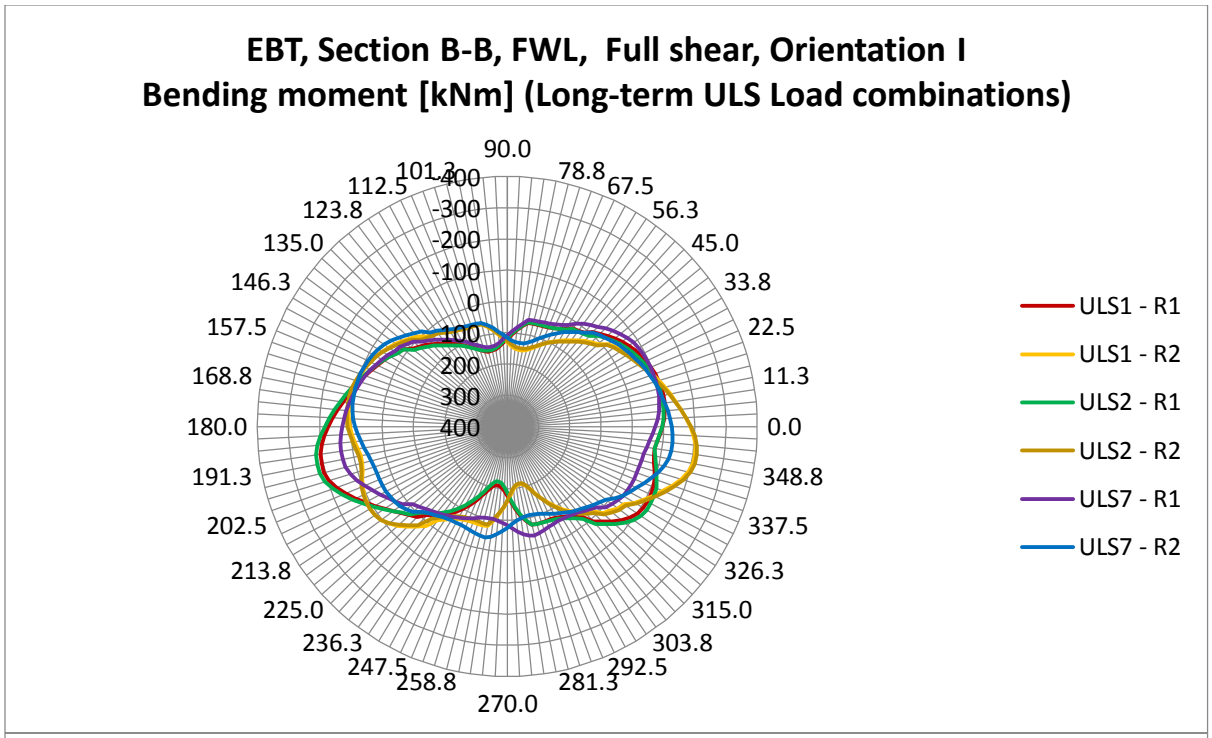
East-Boundtrack Tunnel
Section B-B
Load condition: Floodwater Level; Full Shear (Case 6)

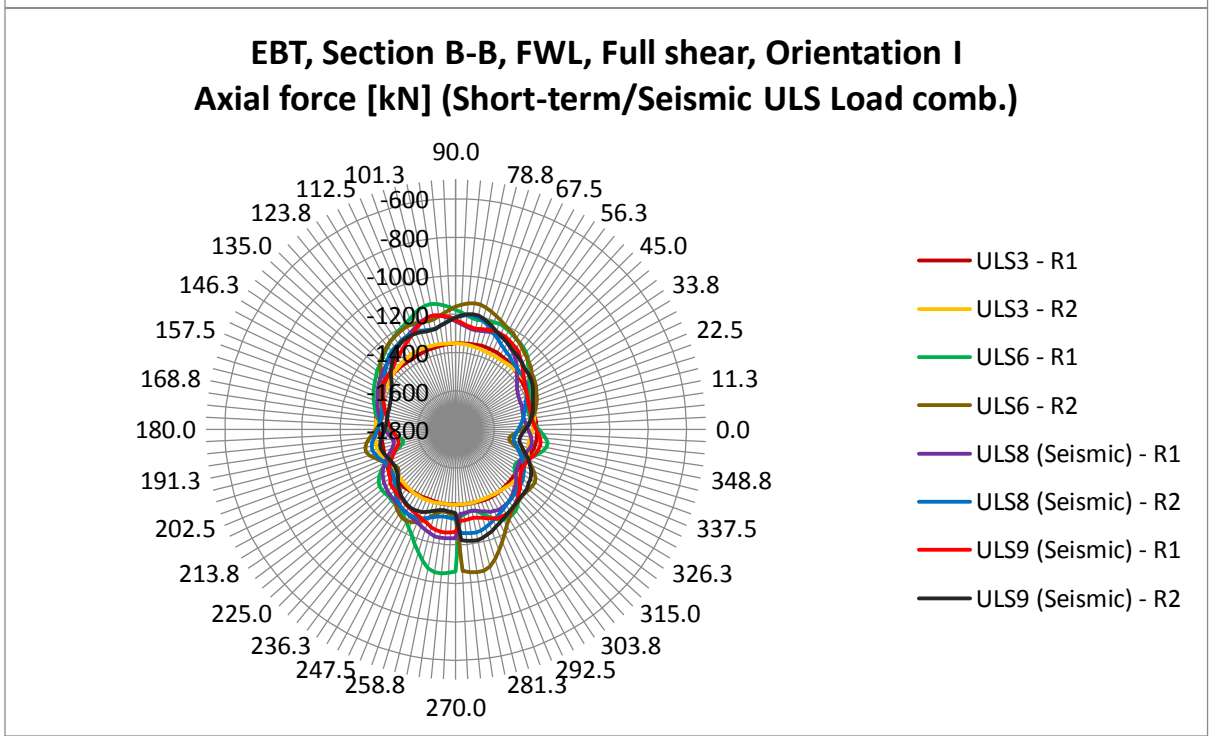
EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation I
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)



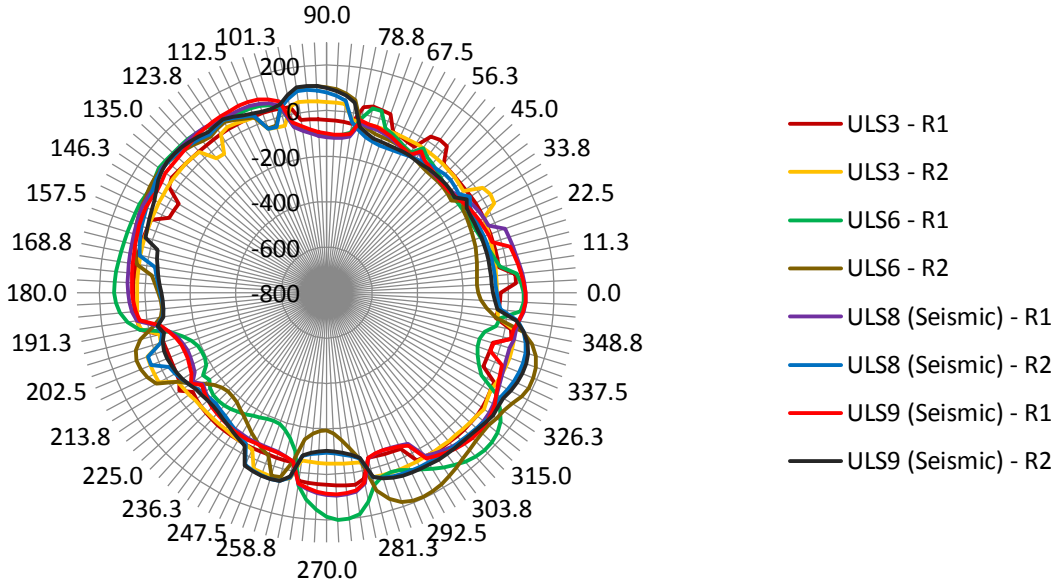
EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation II
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)



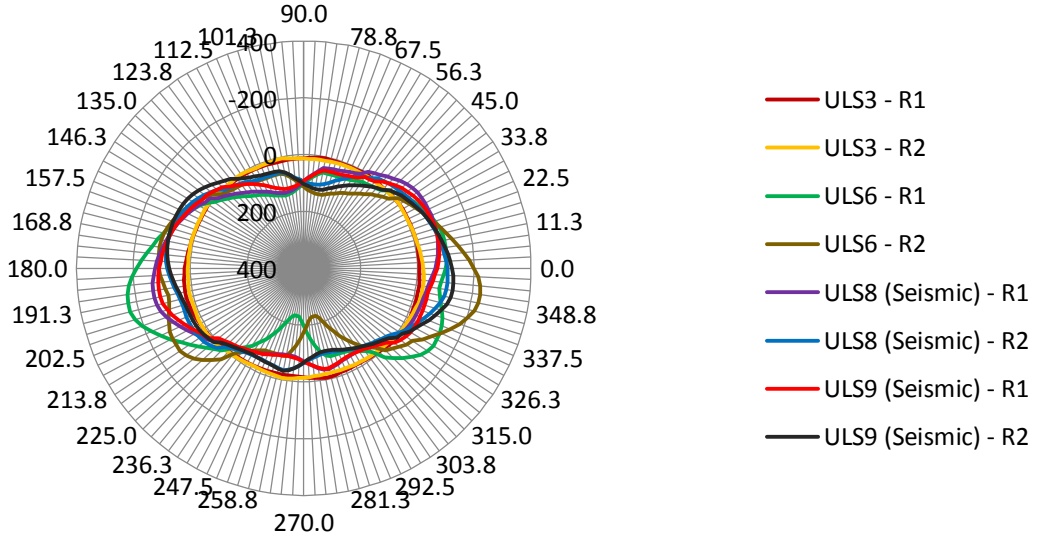

EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation I
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation I
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

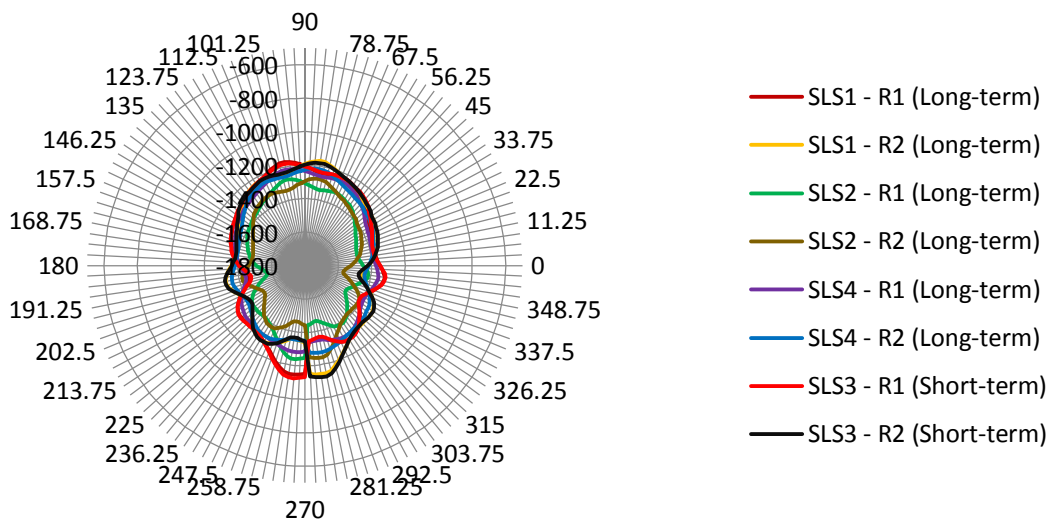
EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation I
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



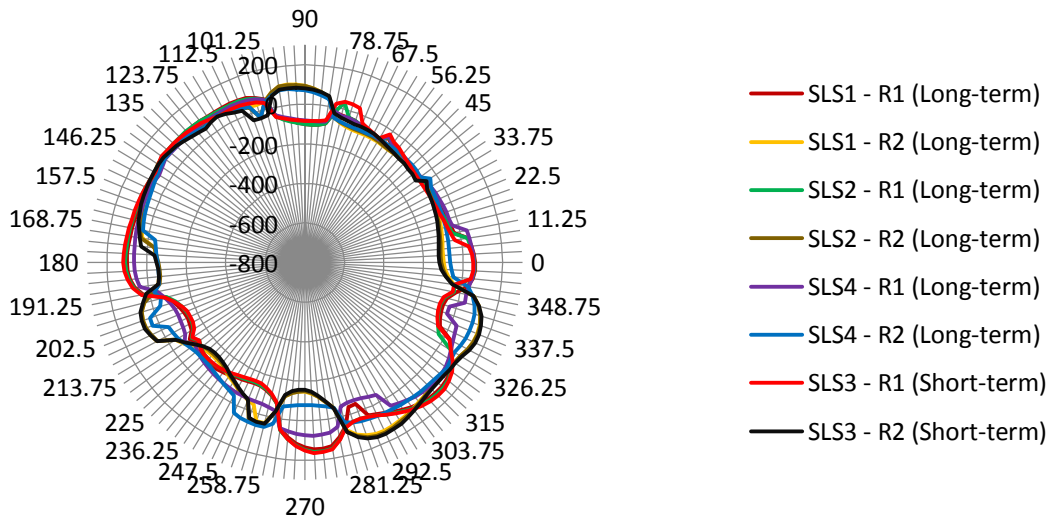
EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation I
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)

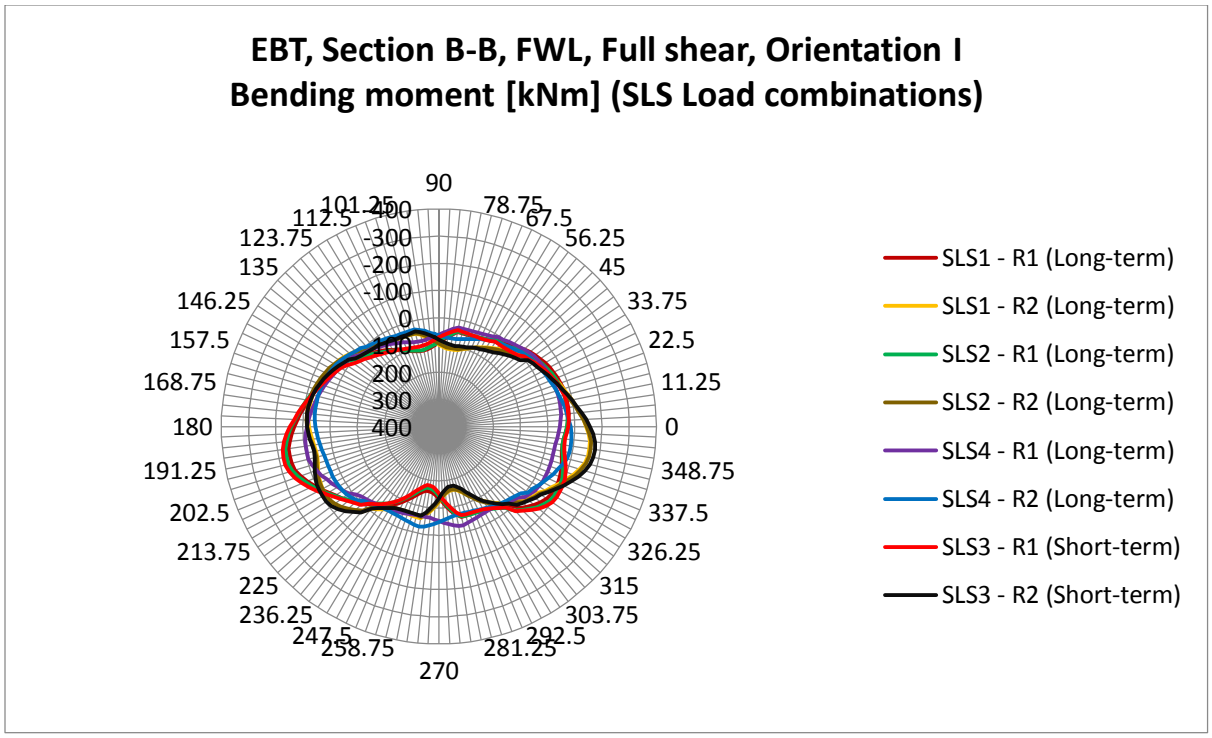


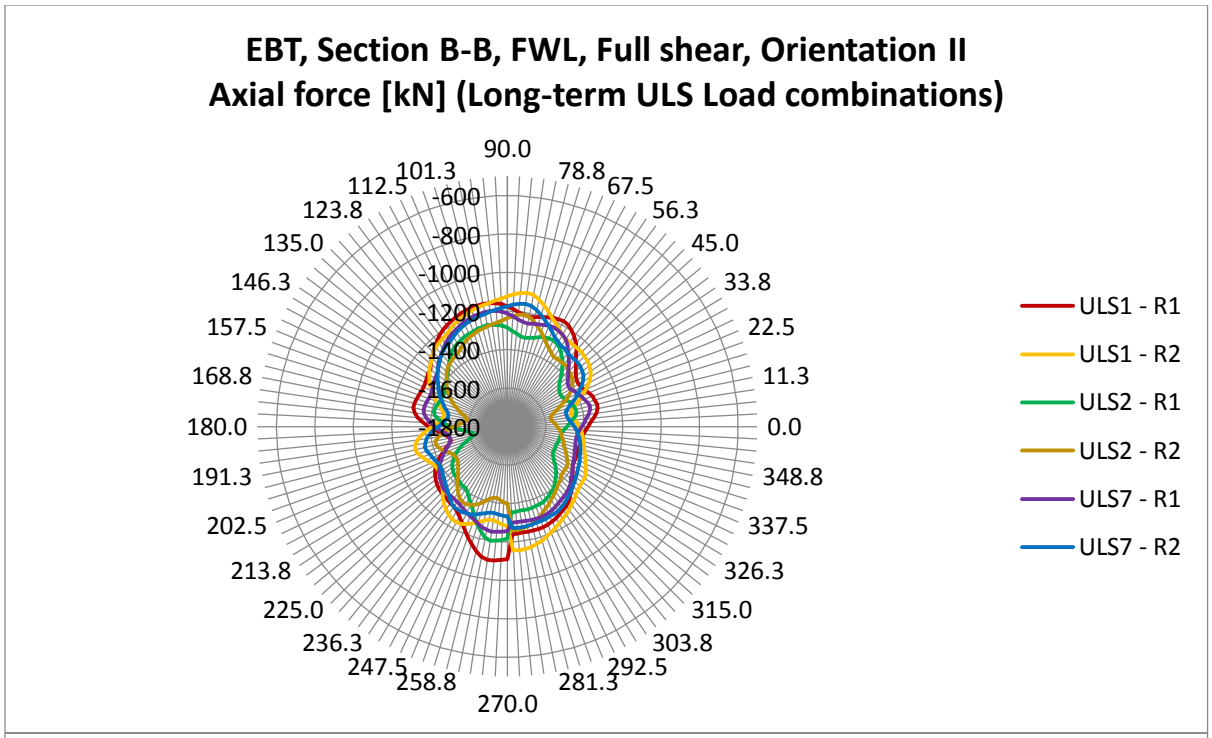
EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation I
Axial force [kN] (SLS Load combinations)

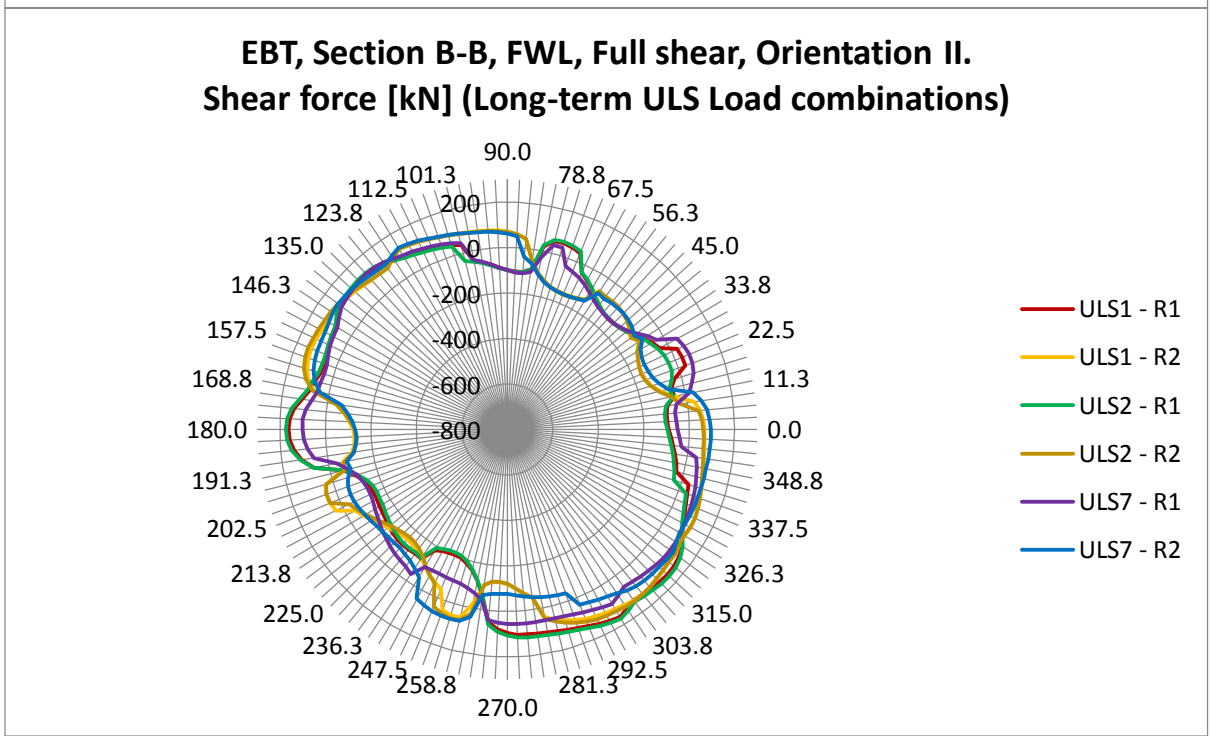


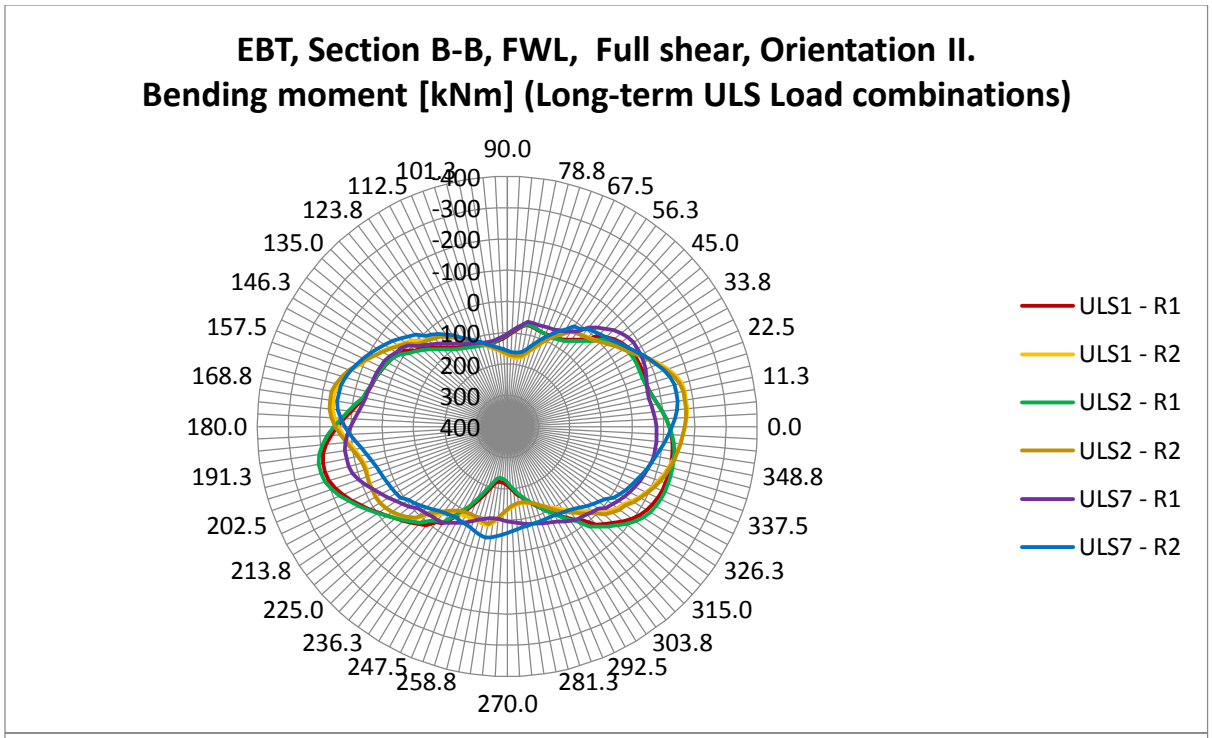
EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation I
Shear force [kN] (SLS Load combinations)

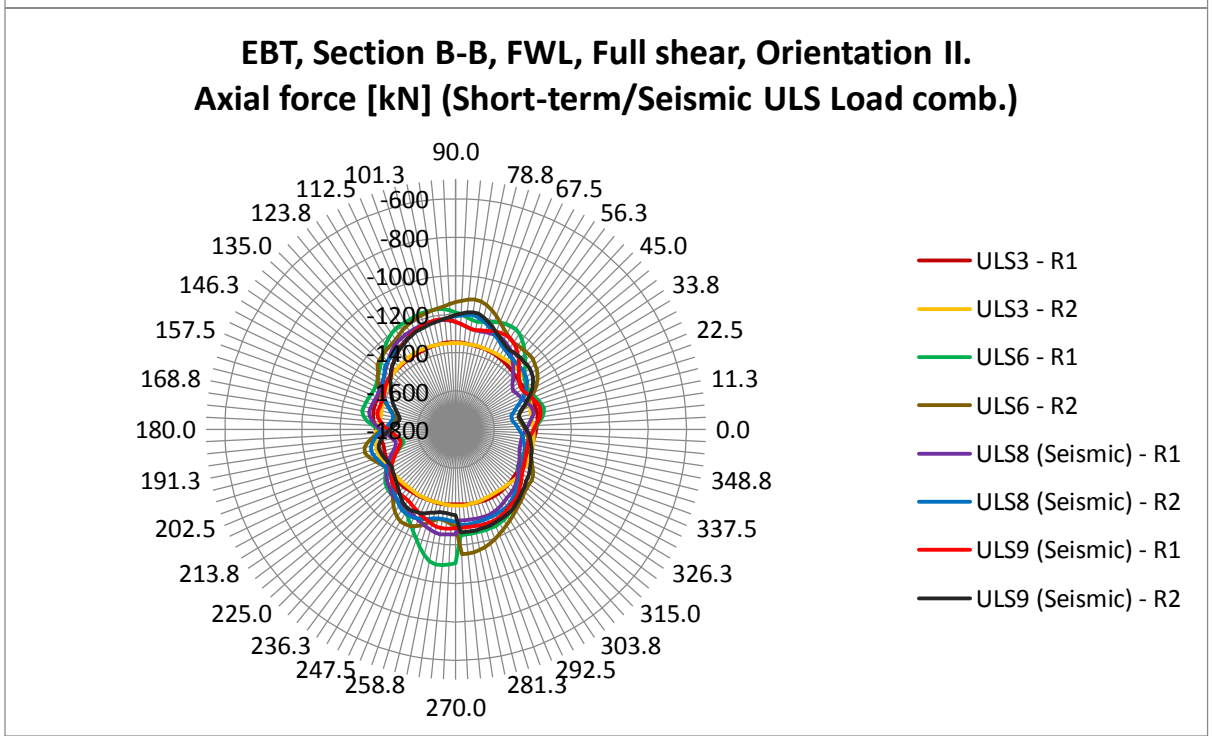



EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation I
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

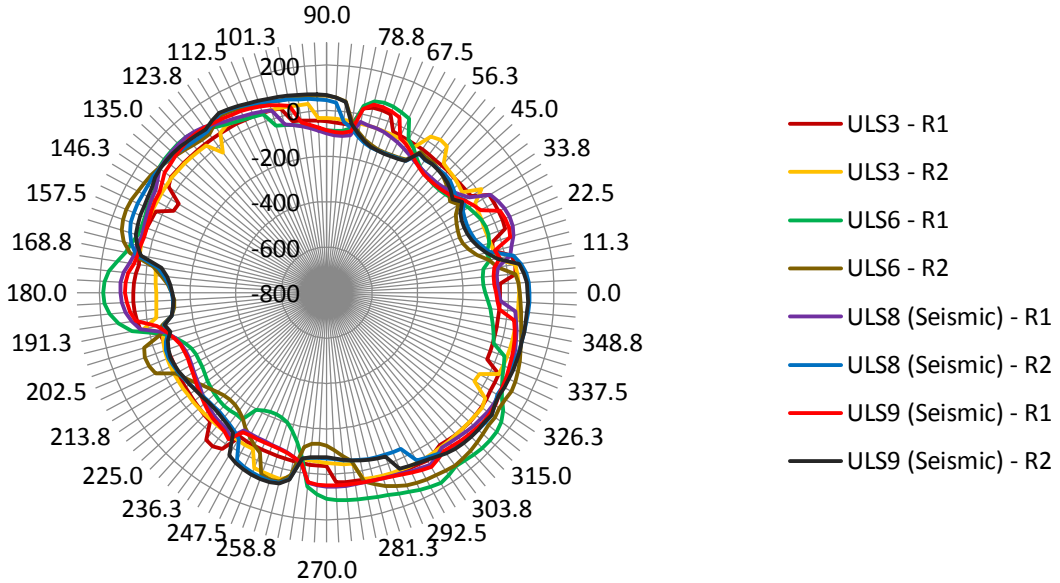

EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation II
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

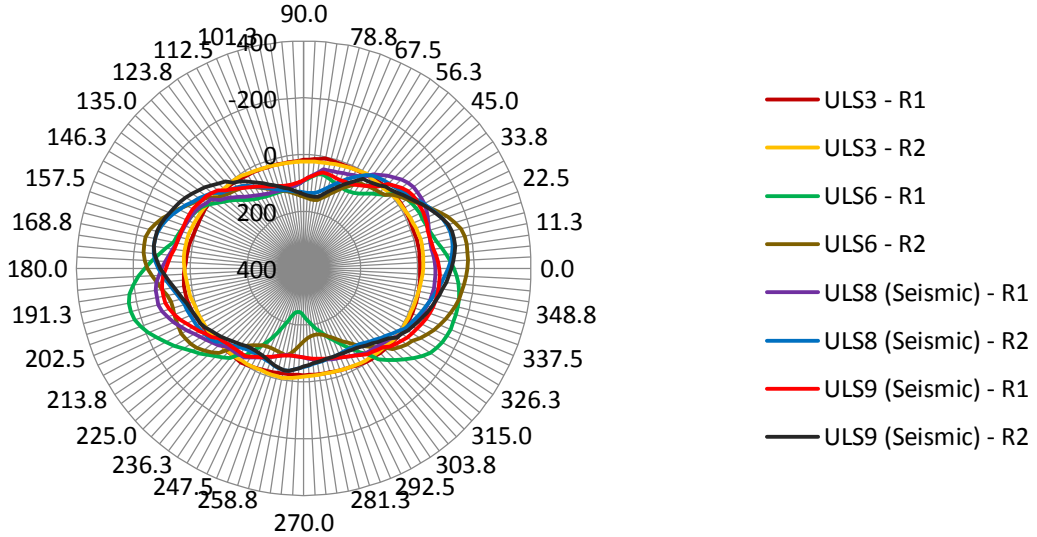

EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

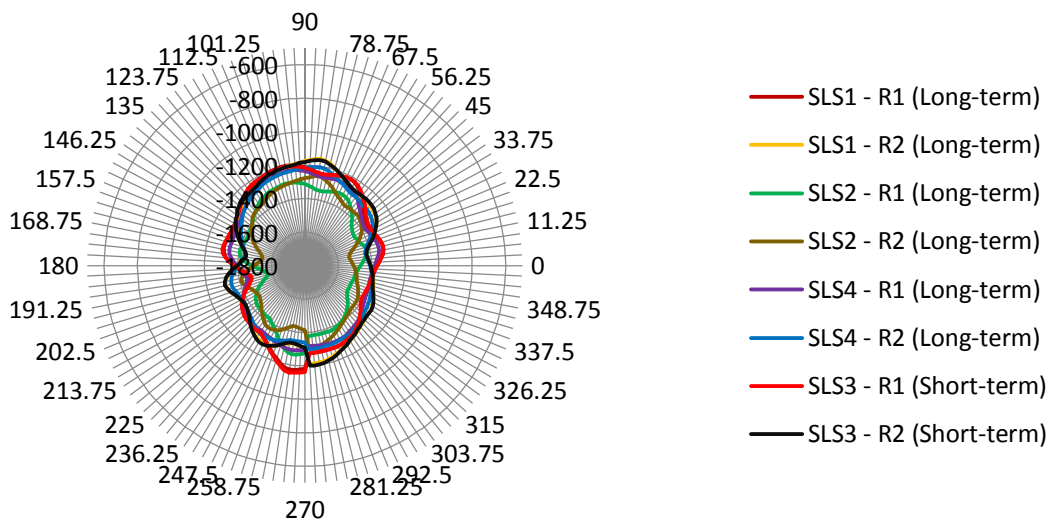
EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



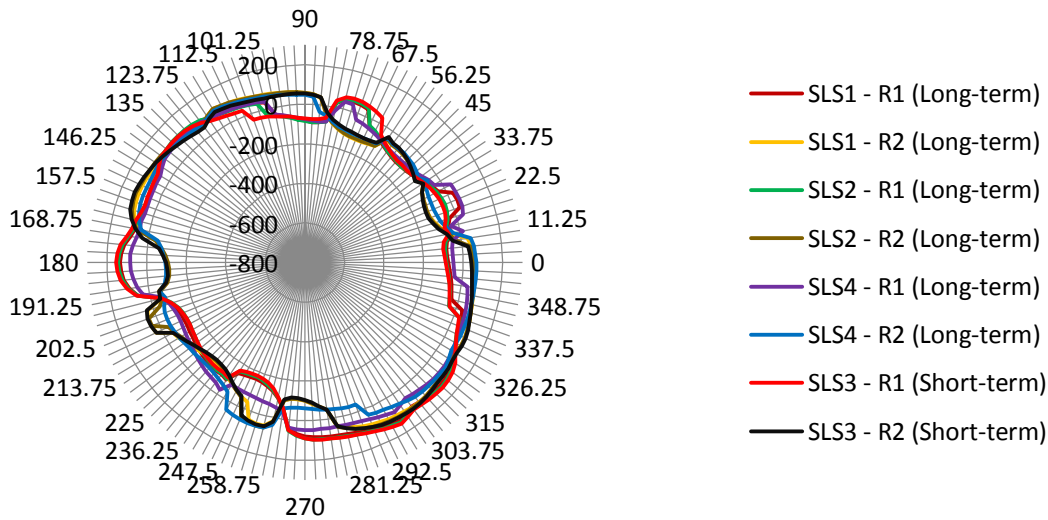
EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)

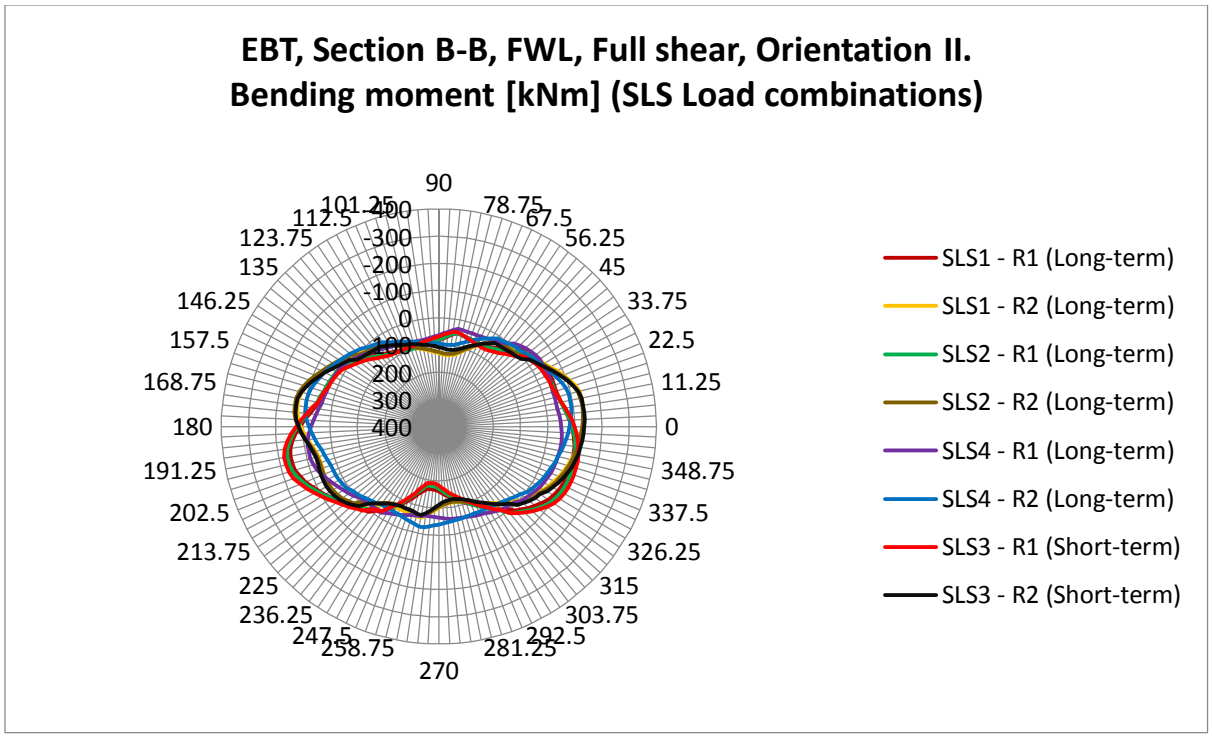


EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (SLS Load combinations)

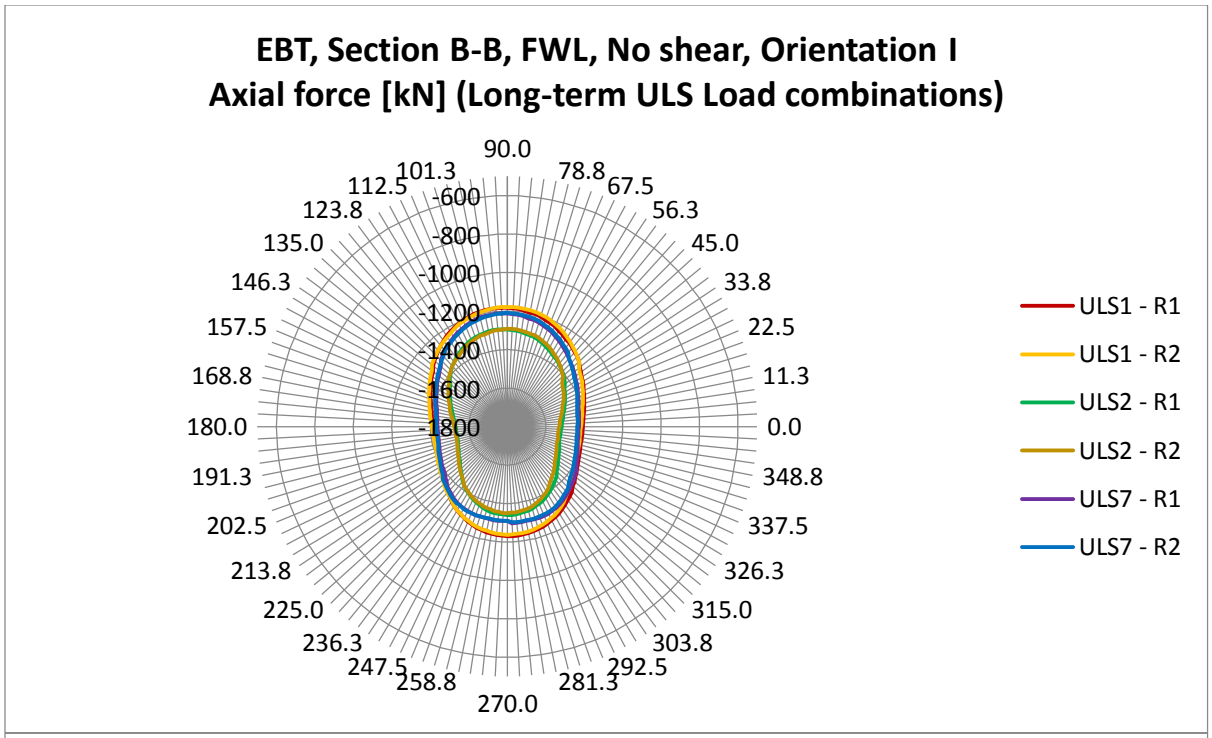


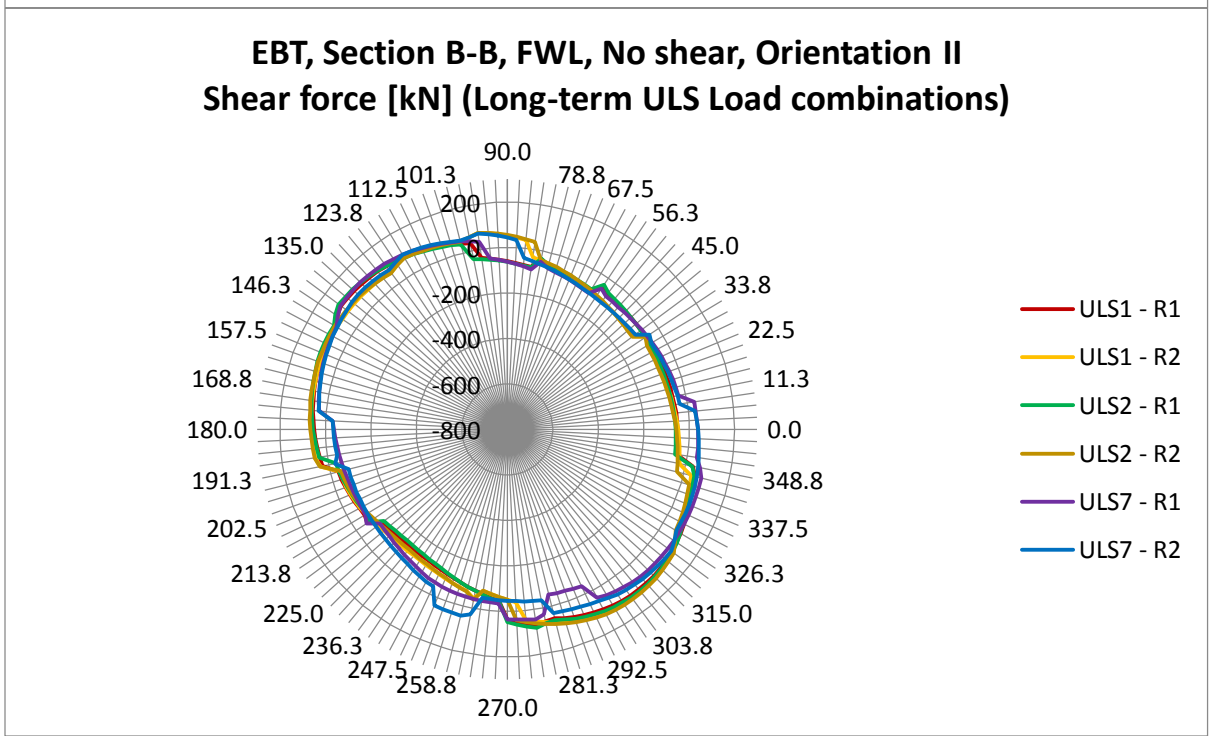
EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (SLS Load combinations)

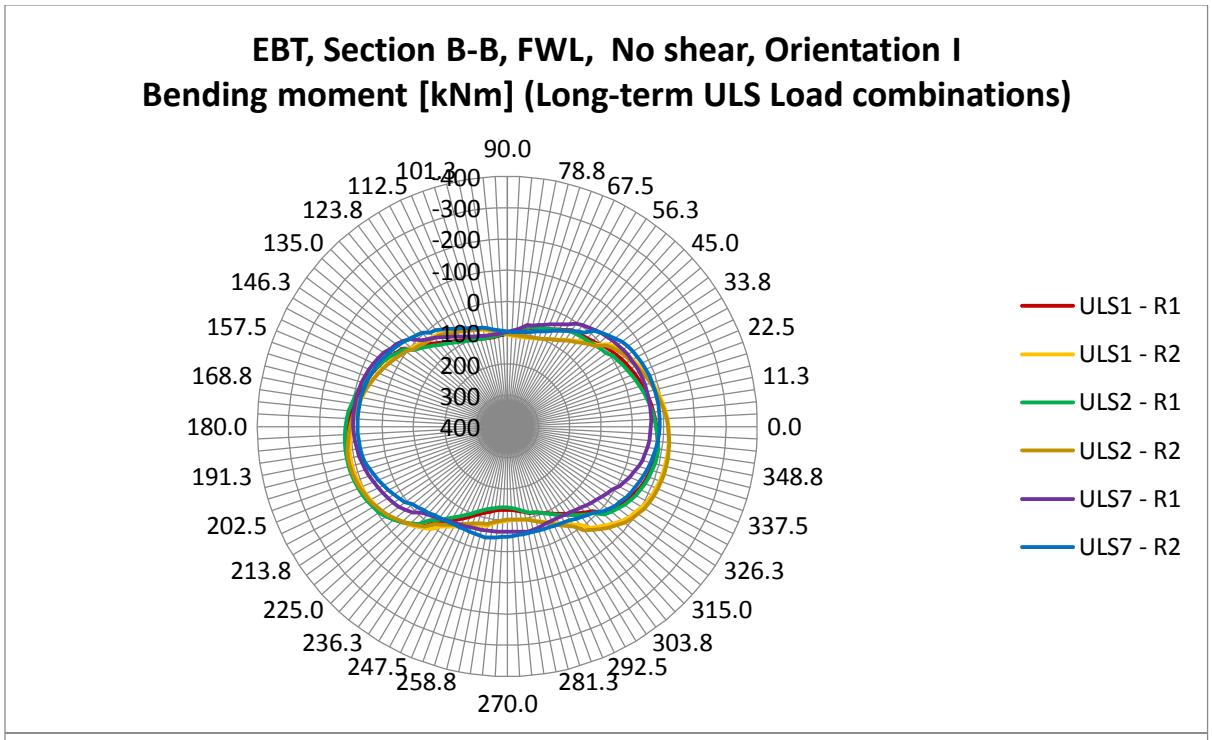


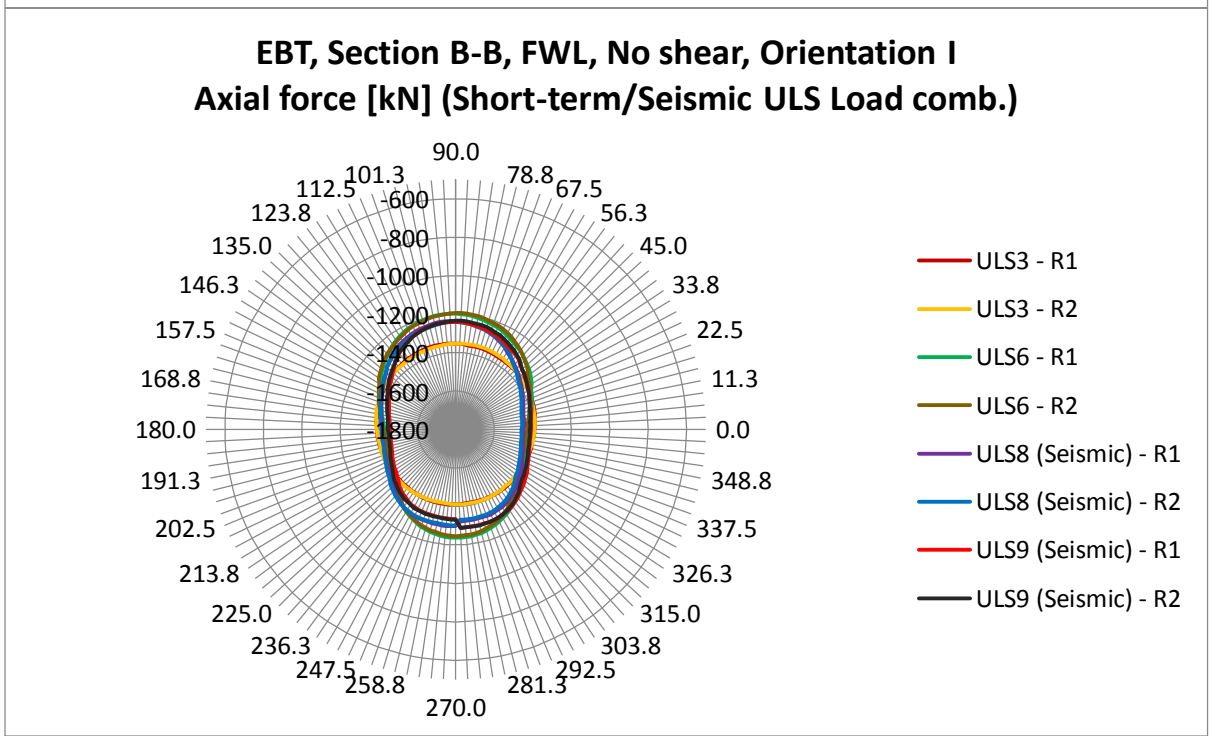

EBT, Section B-B, FWL, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

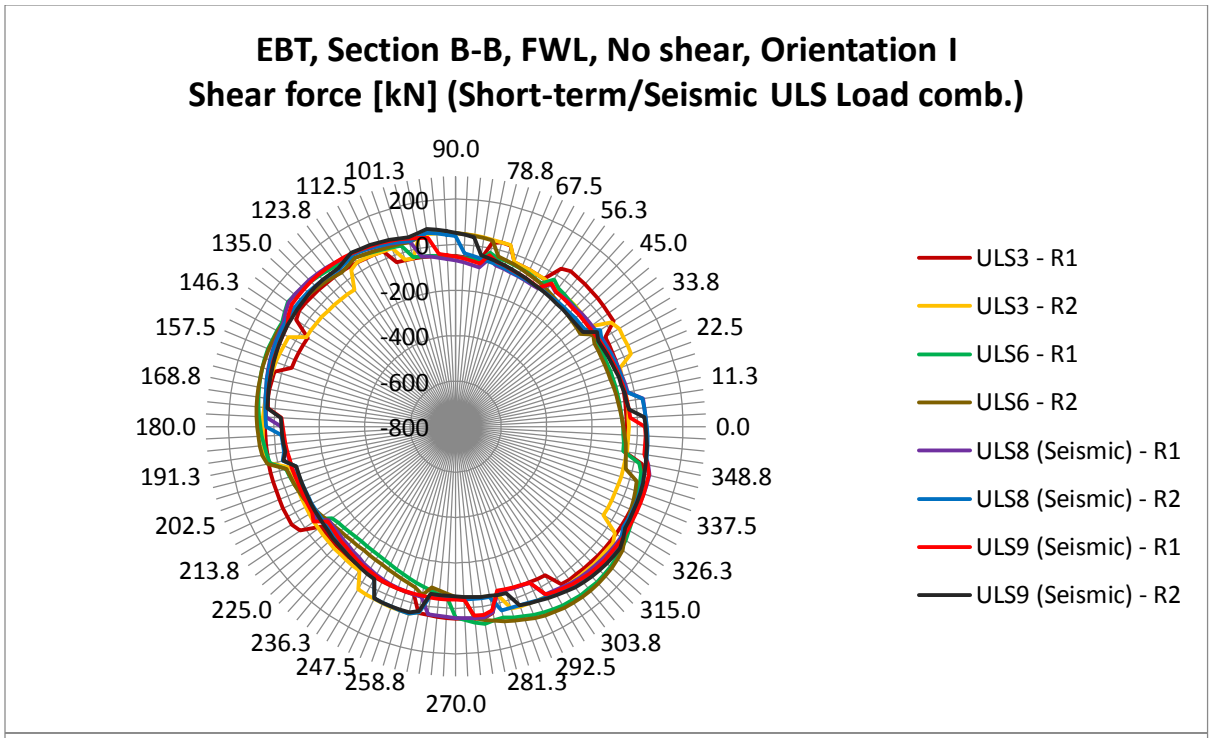
East-Boundtrack Tunnel
Section B-B
Load condition: Floodwater Level;
No Shear (Case 6)

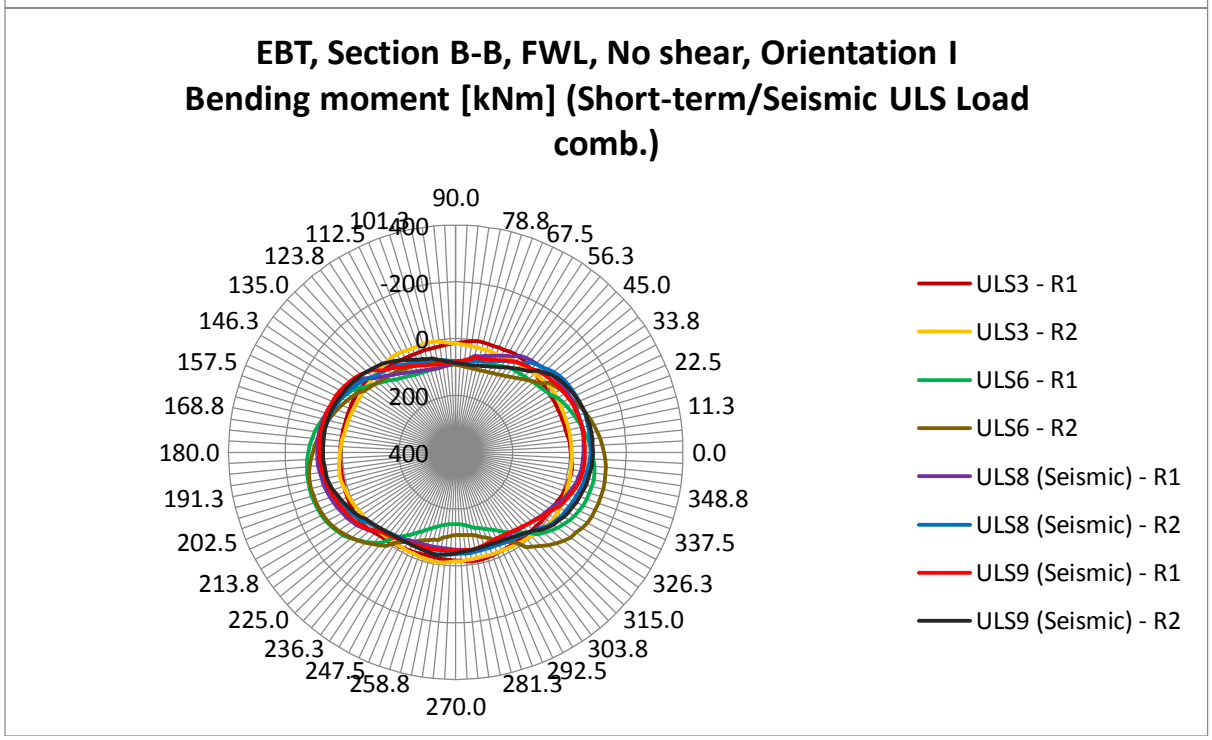

EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation I
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation II
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

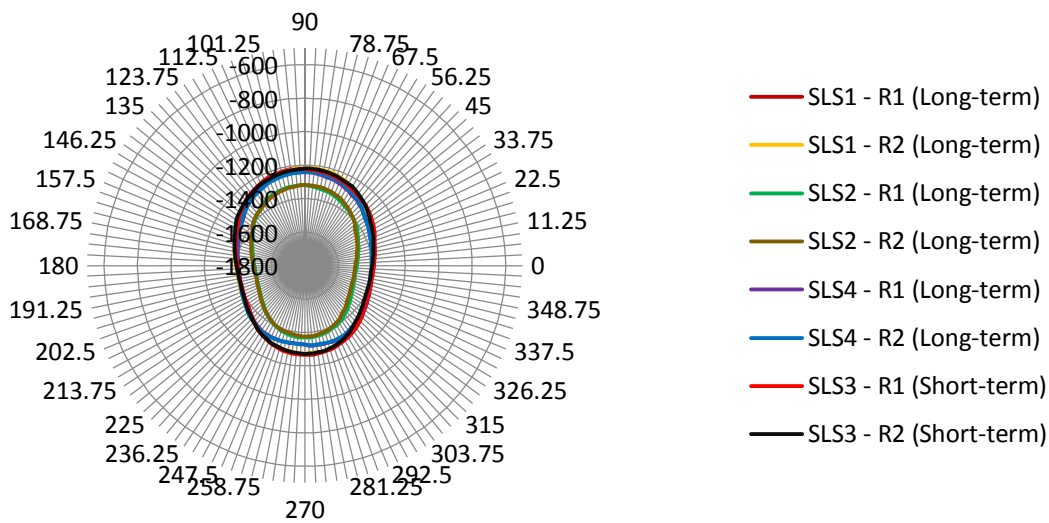

EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation I
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation I
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

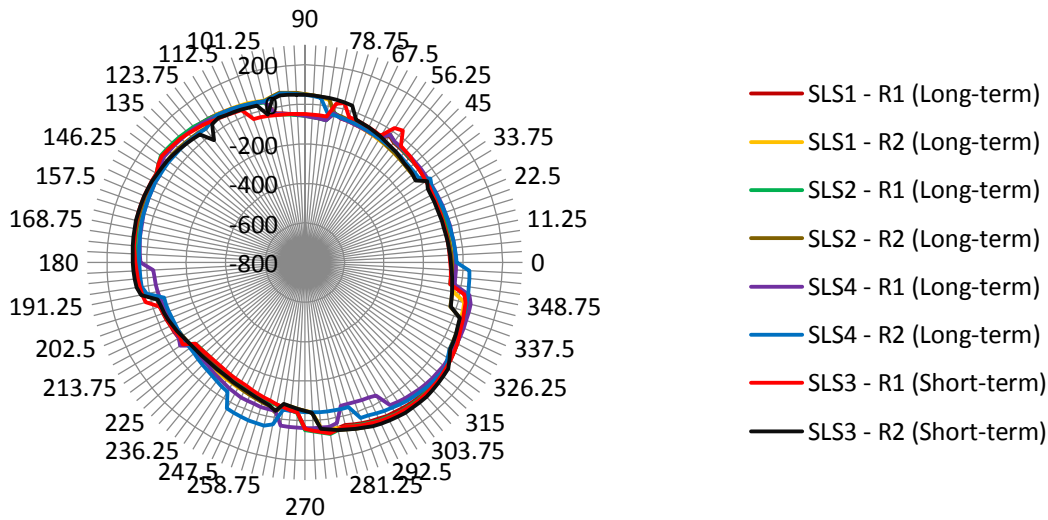

EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation I
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

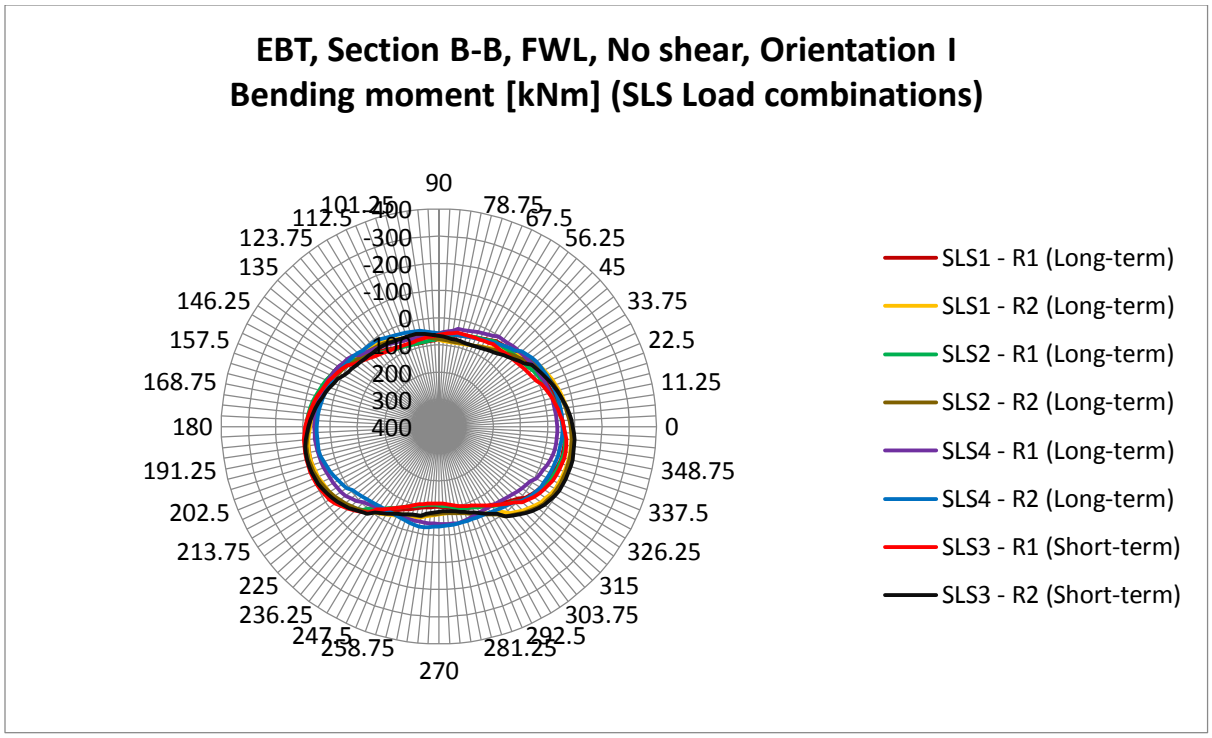

EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation I
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
400
-200
0
200
400
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

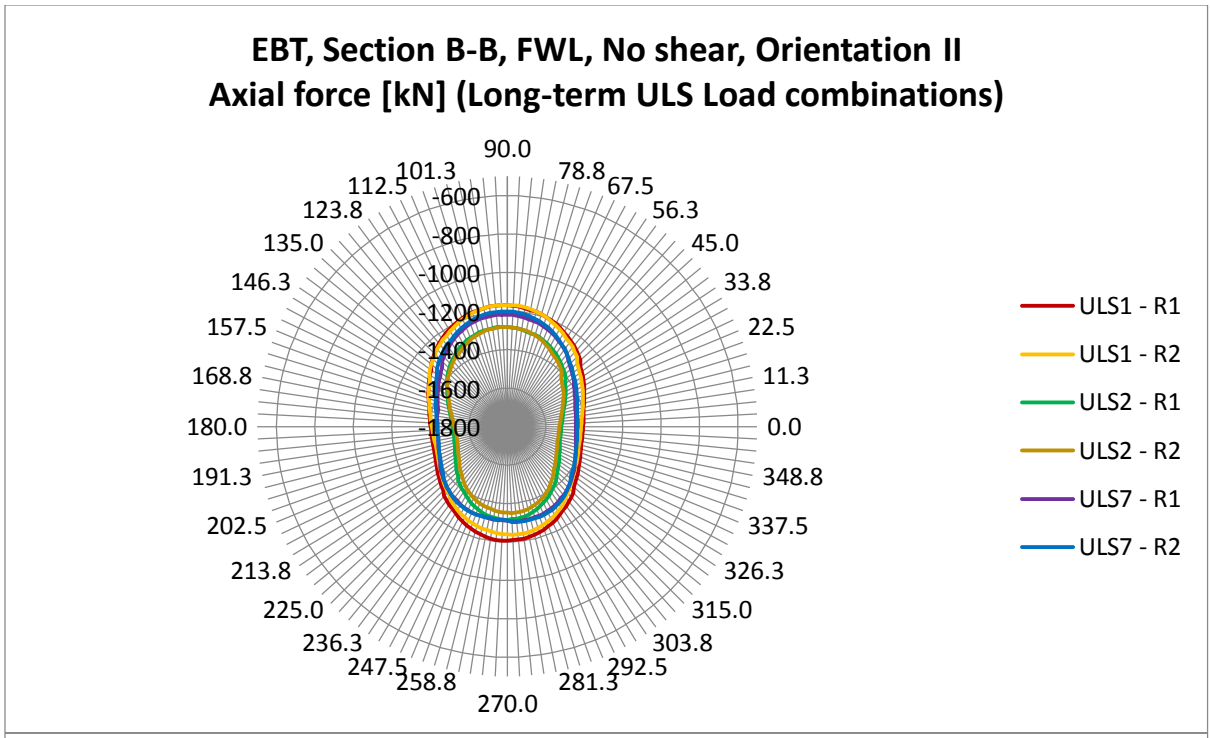
EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation I
Axial force [kN] (SLS Load combinations)

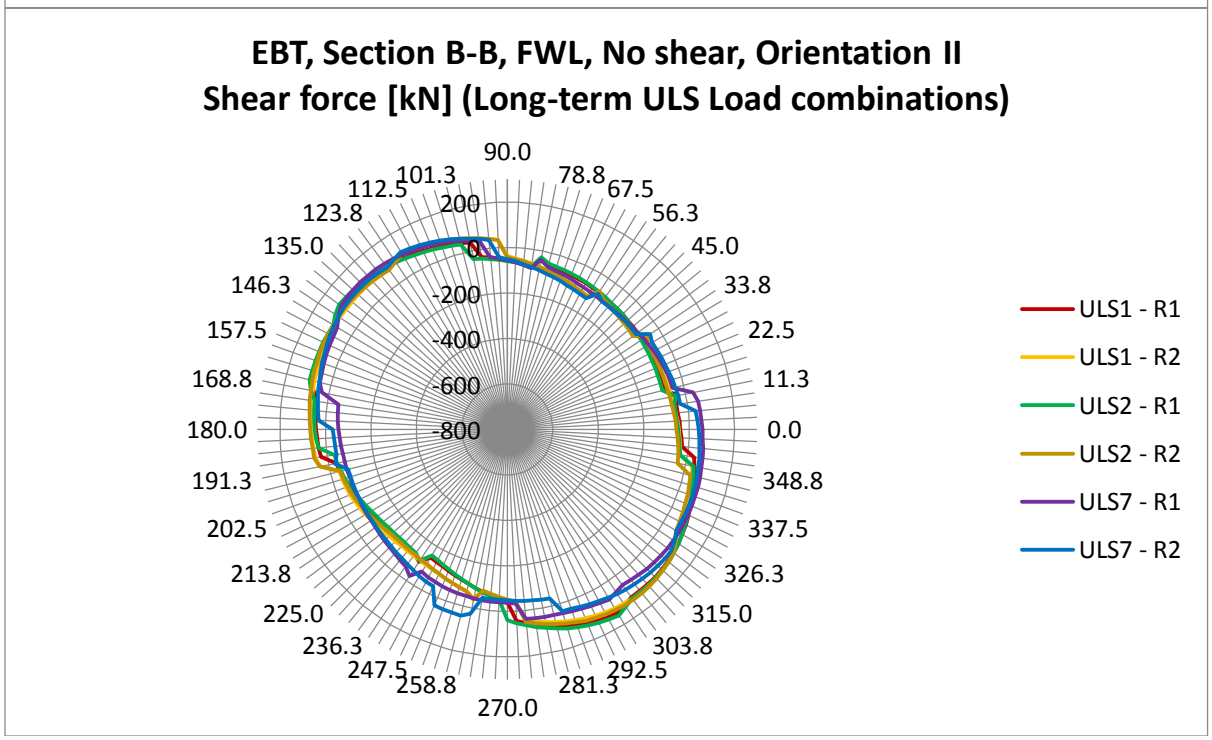


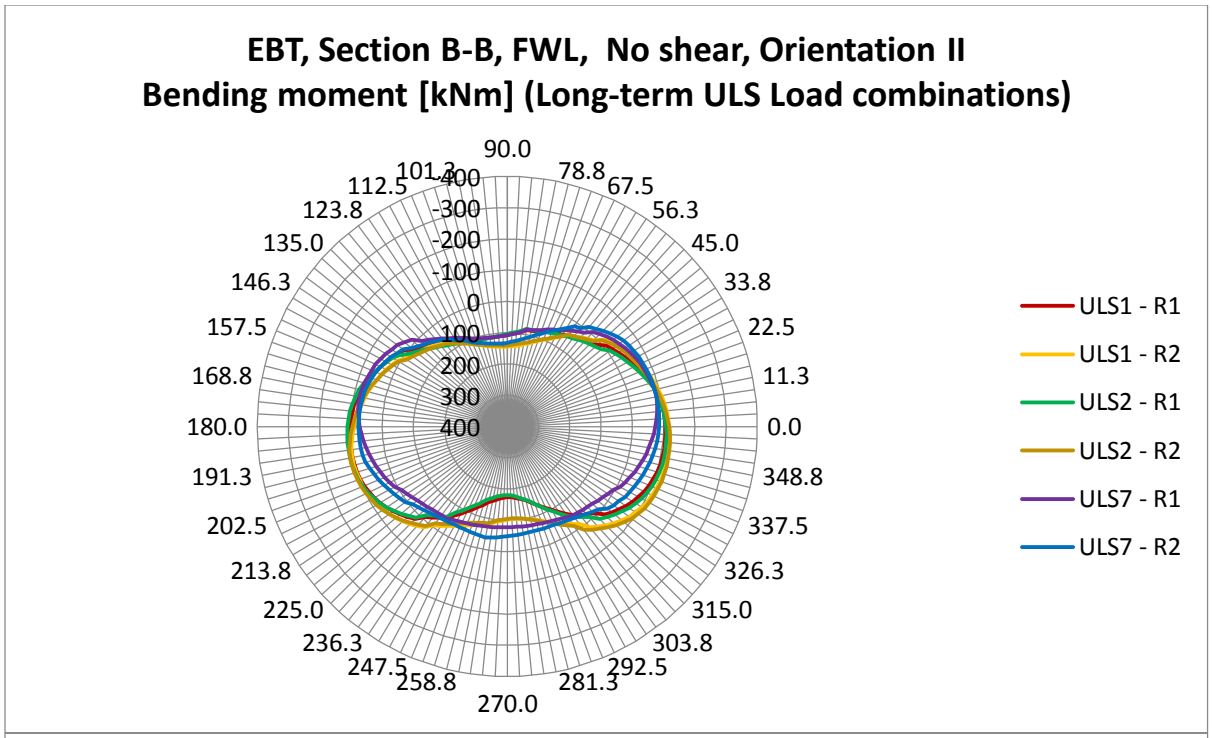
EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation I
Shear force [kN] (SLS Load combinations)

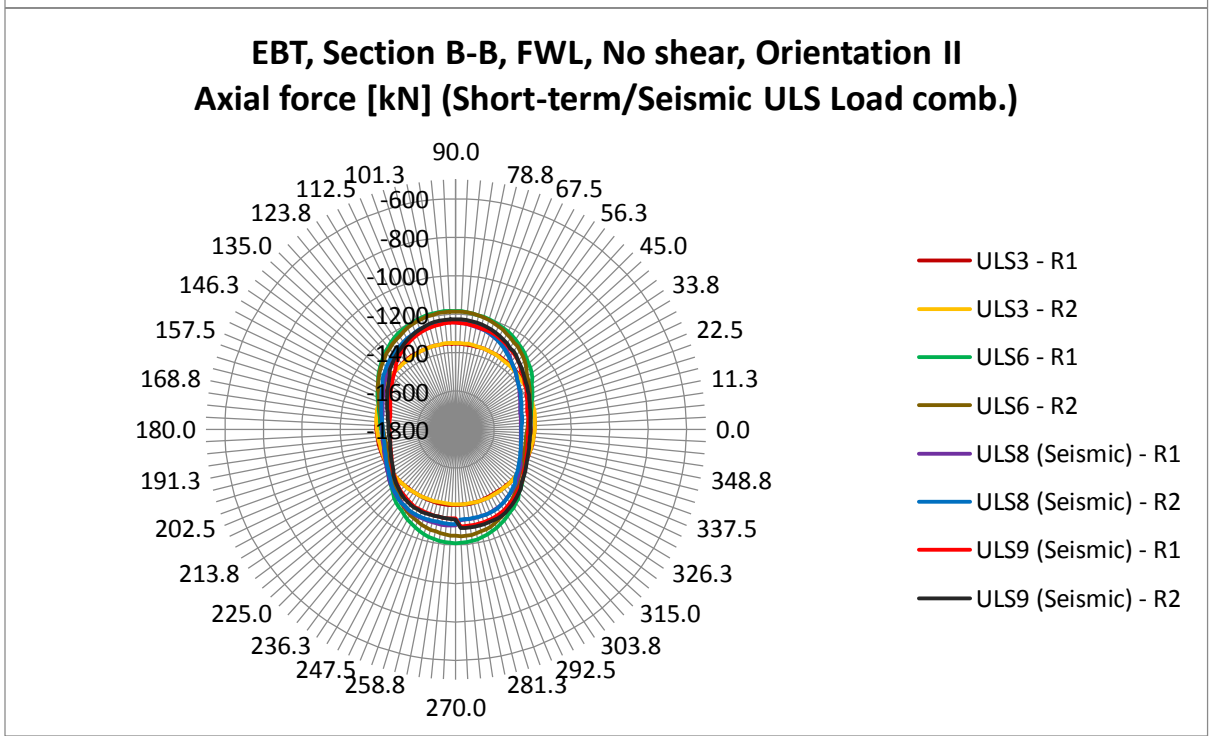



EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation I
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

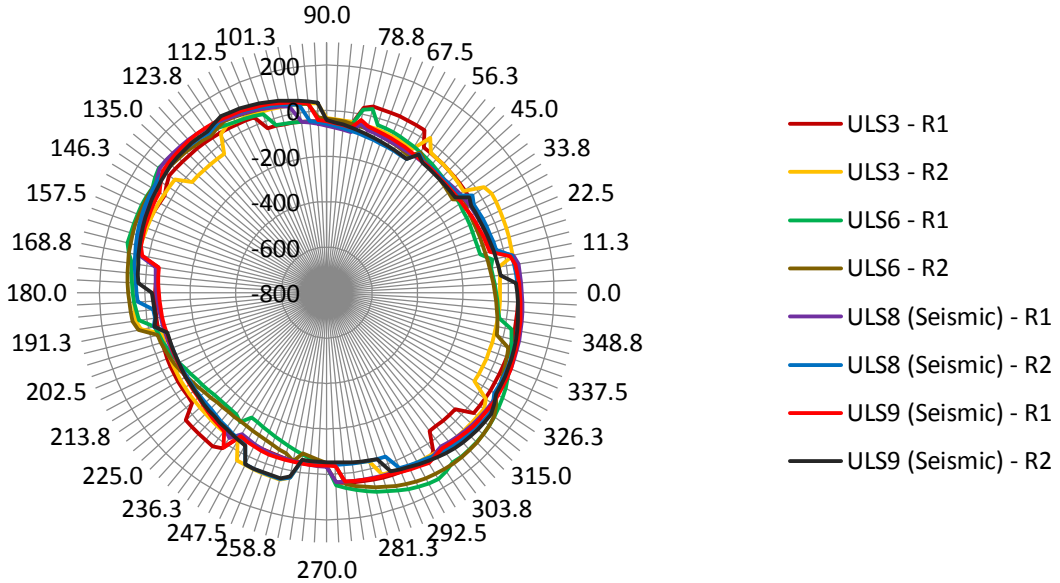

EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation II
Axial force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation II
Shear force [kN] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
200
0
-200
-400
-600
-800
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2

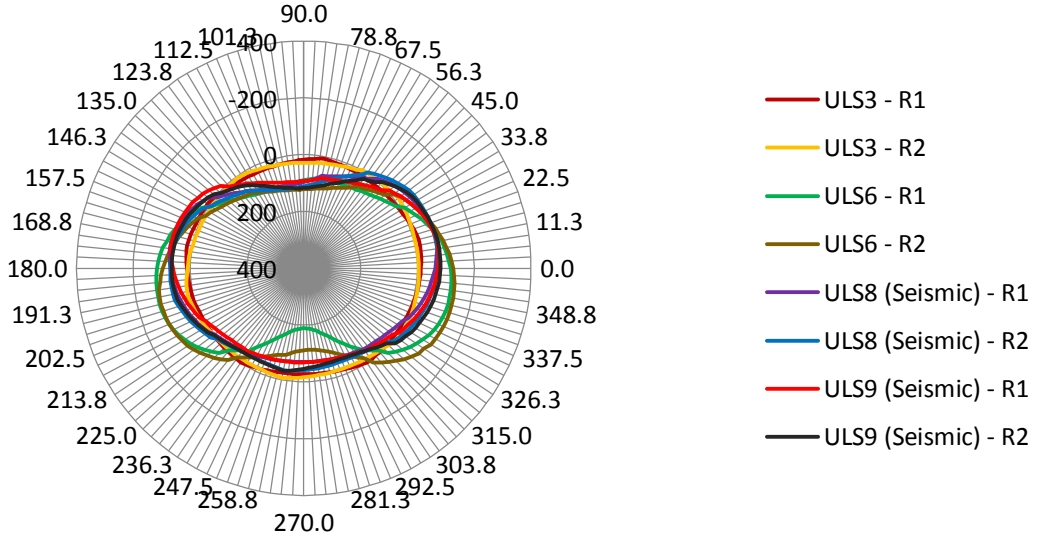

EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation II
Bending moment [kNm] (Long-term ULS Load combinations)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
ULS1 - R1
ULS1 - R2
ULS2 - R1
ULS2 - R2
ULS7 - R1
ULS7 - R2


EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation II
Axial force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-600
-800
-1000
-1200
-1400
-1600
-1800
ULS3 - R1
ULS3 - R2
ULS6 - R1
ULS6 - R2
ULS8 (Seismic) - R1
ULS8 (Seismic) - R2
ULS9 (Seismic) - R1
ULS9 (Seismic) - R2

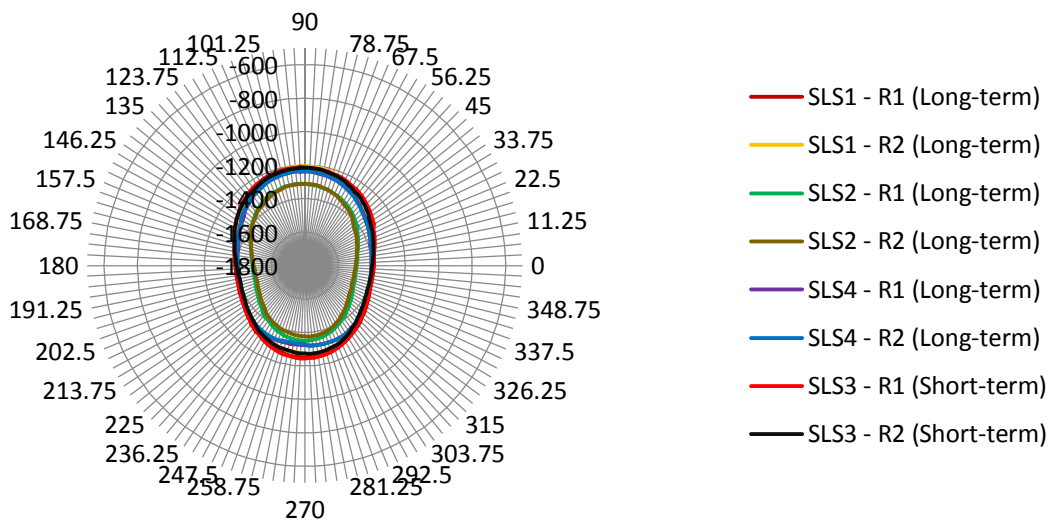
EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation II
Shear force [kN] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)



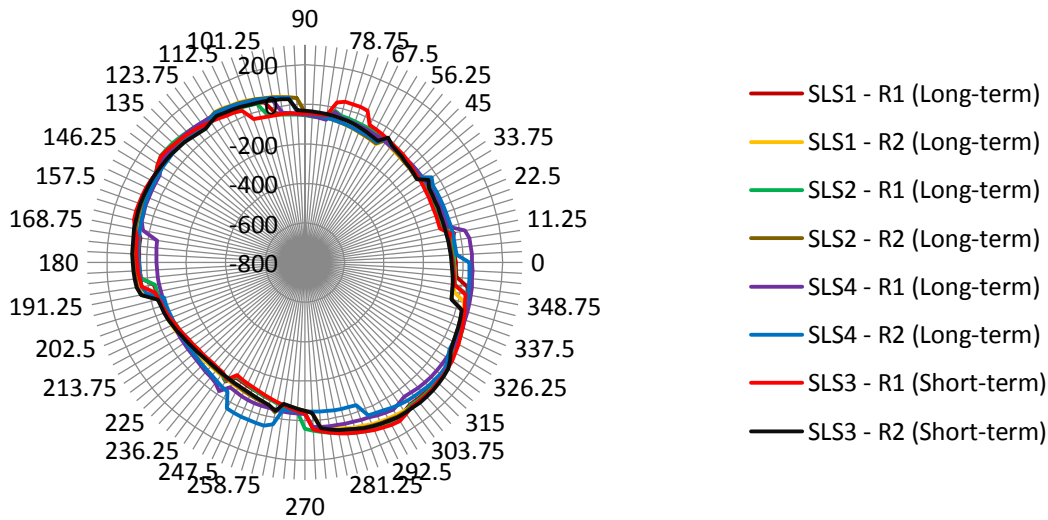
EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation II
Bending moment [kNm] (Short-term/Seismic ULS Load comb.)

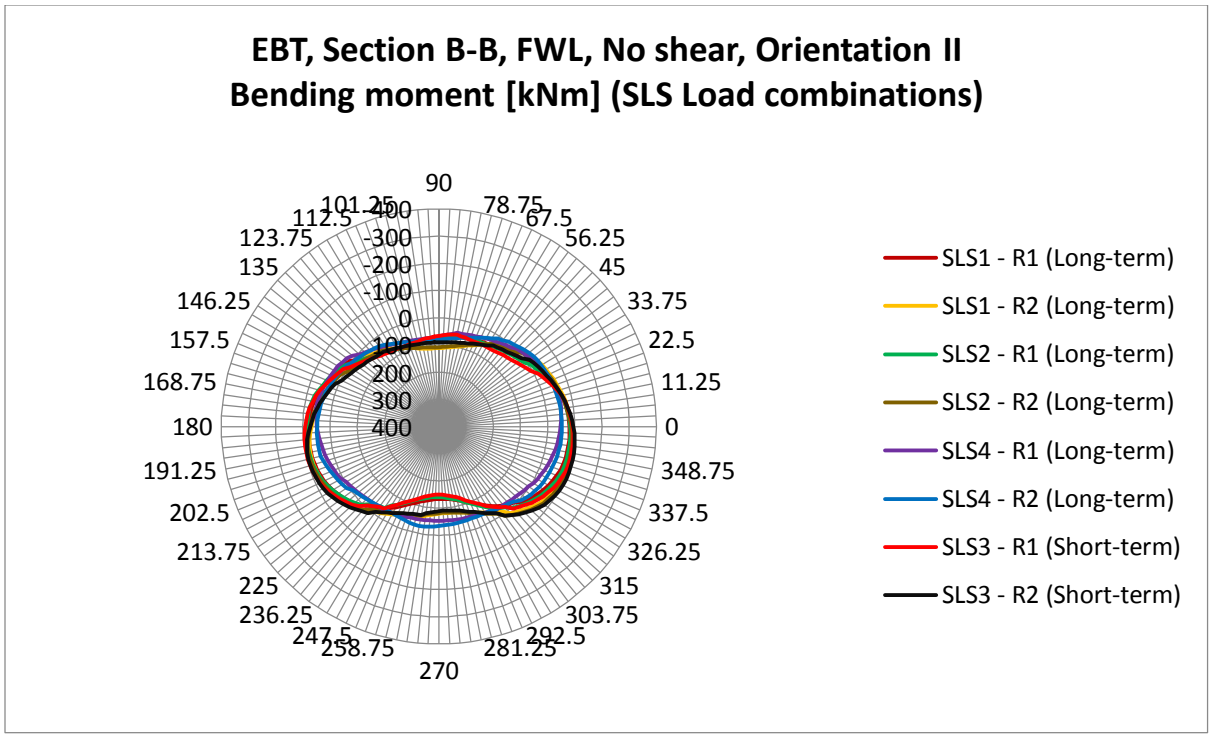


EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation II
Axial force [kN] (SLS Load combinations)



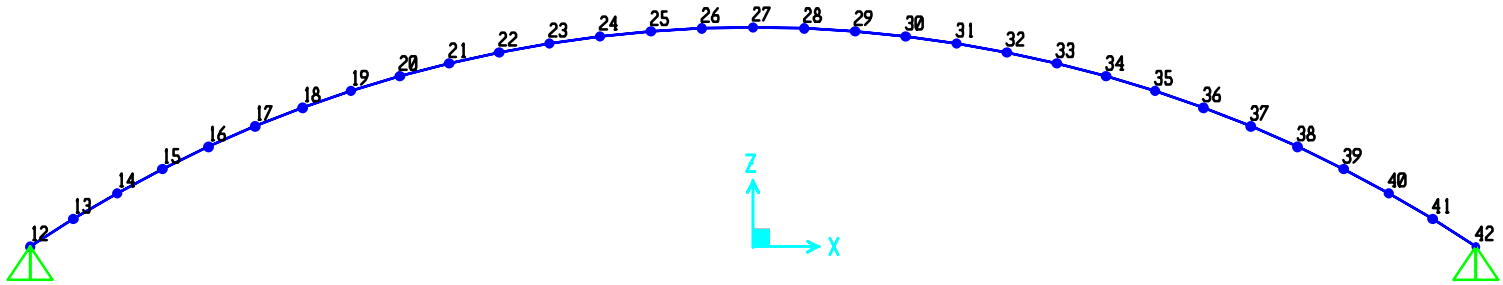
EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation II
Shear force [kN] (SLS Load combinations)



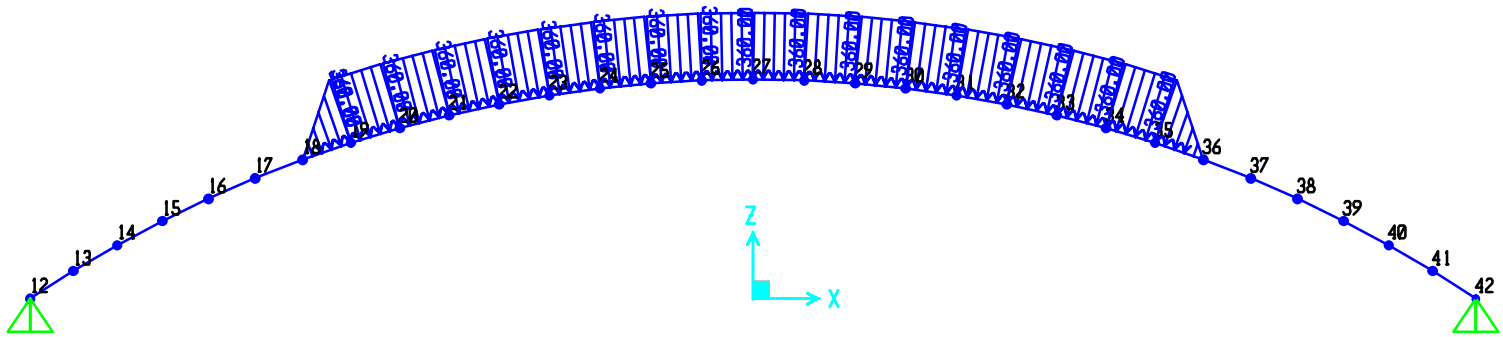

EBT, Section B-B, FWL, No shear, Orientation II
Bending moment [kNm] (SLS Load combinations)
90
78.75
67.5
56.25
45
33.75
22.5
11.25
0
348.75
337.5
326.25
315
303.75
292.5
281.25
270
258.75
247.5
236.25
225
213.75
202.5
191.25
180
168.75
157.5
146.25
135
123.75
112.5
101.25
-400
-300
-200
-100
0
100
200
300
400
SLS1 - R1 (Long-term)
SLS1 - R2 (Long-term)
SLS2 - R1 (Long-term)
SLS2 - R2 (Long-term)
SLS4 - R1 (Long-term)
SLS4 - R2 (Long-term)
SLS3 - R1 (Short-term)
SLS3 - R2 (Short-term)

Secondary Grouting

MODEL LAYOUT

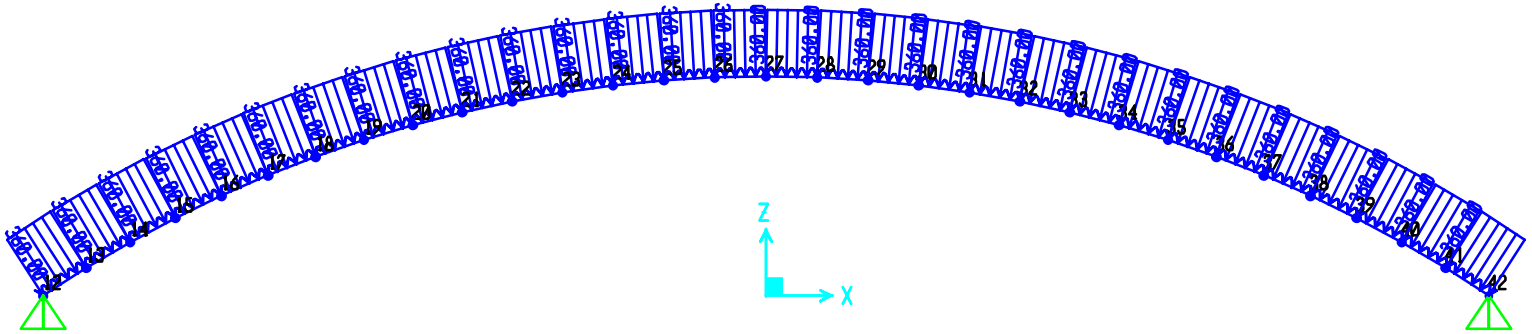


APPLIED GROUT PRESSURE (3 BARS)



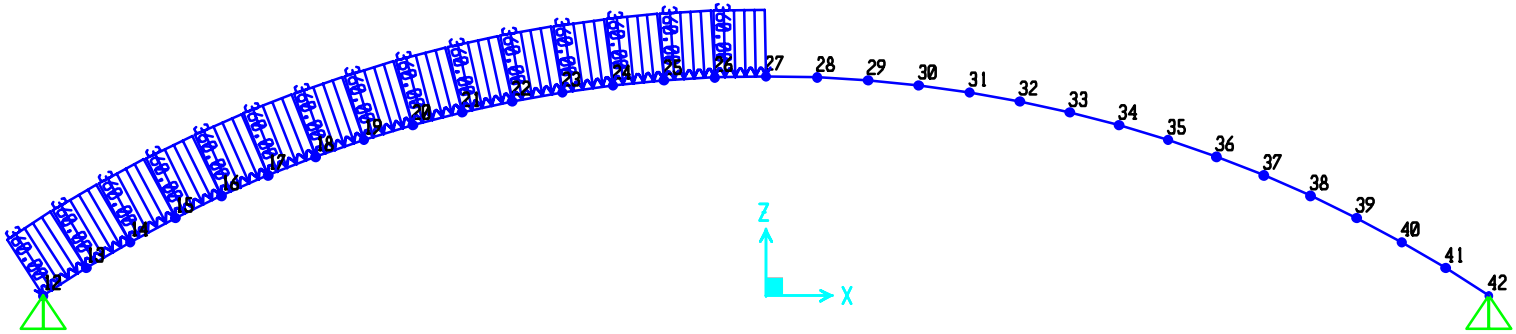
DISTRIBUTED LOAD = 1.2m * 300kPa = 360 kN/m

APPLIED GROUT PRESSURE (3 BARS)

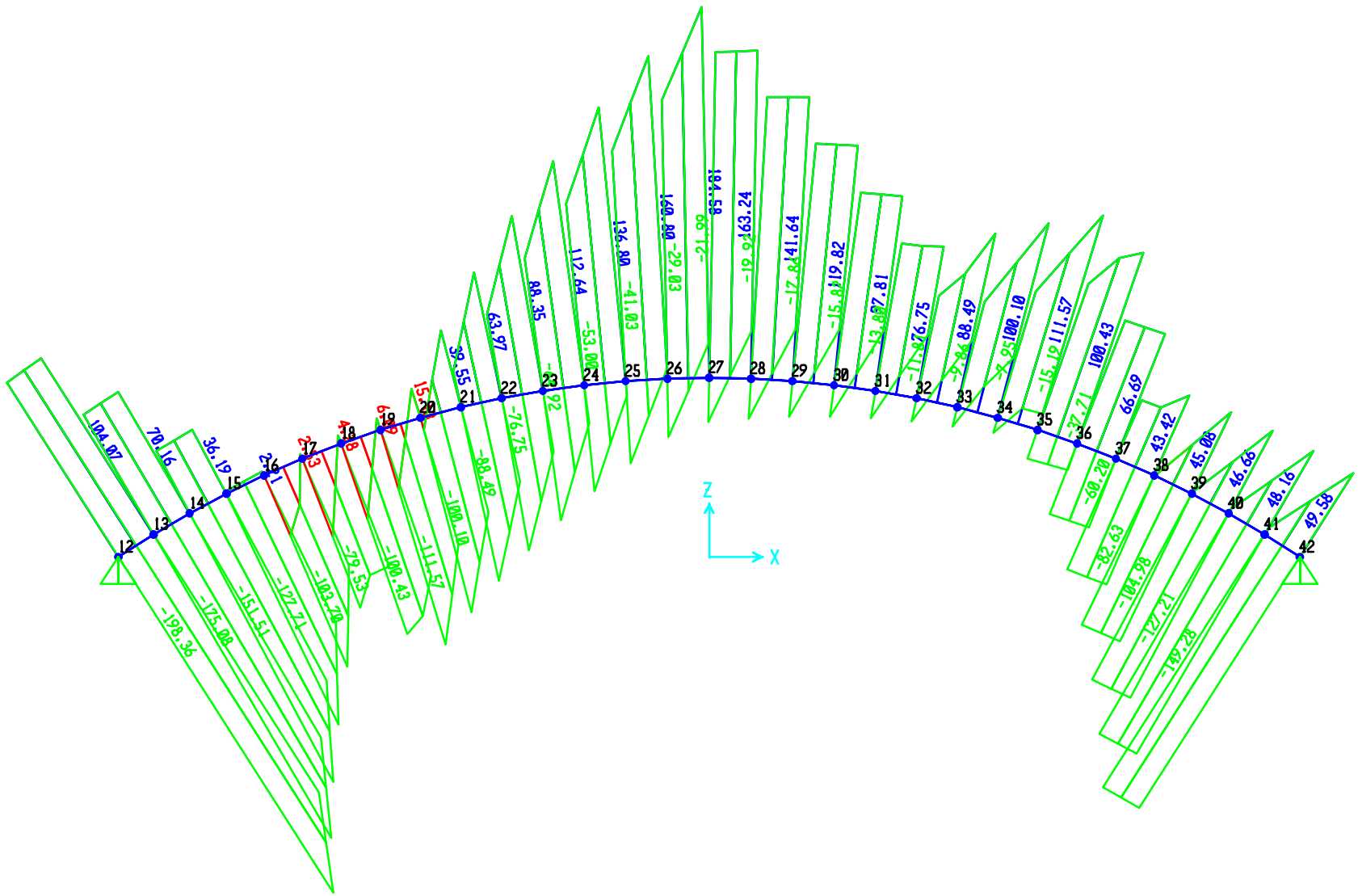


DISTRIBUTED LOAD = 1.2m * 300kPa = 360 kN/m

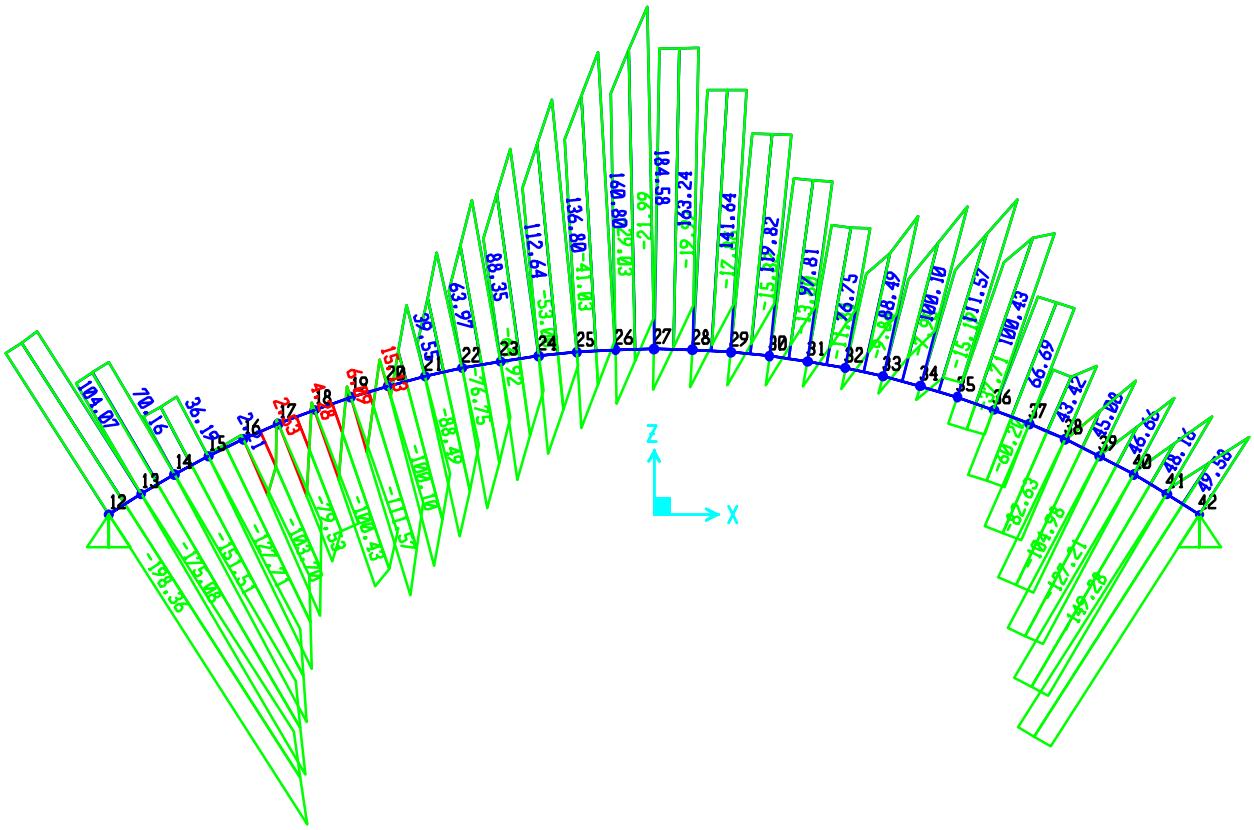
APPLIED GROUT PRESSURE (3 BARS)

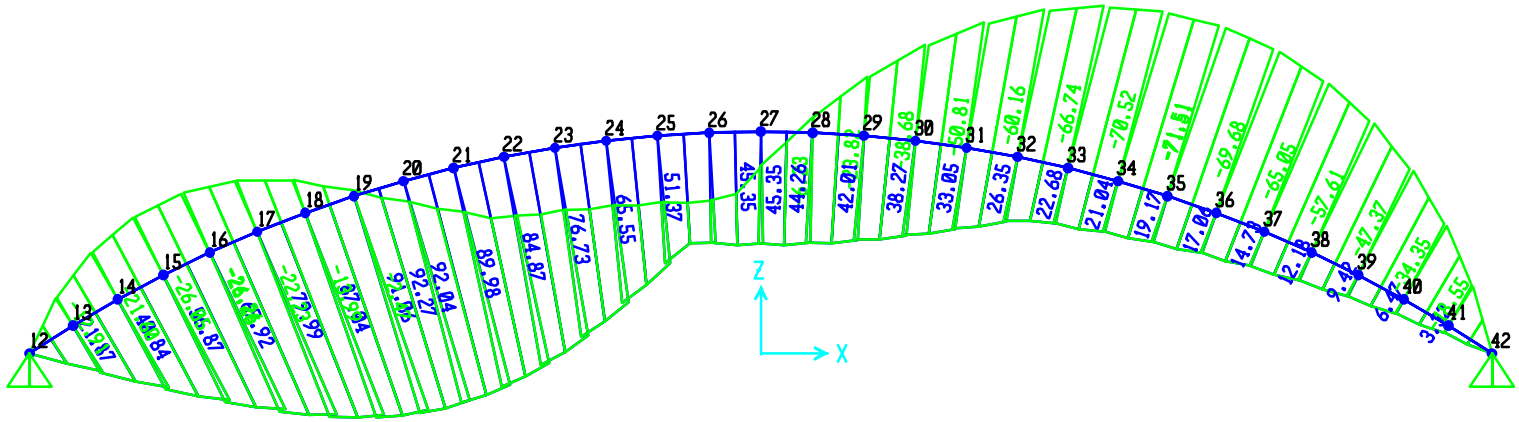


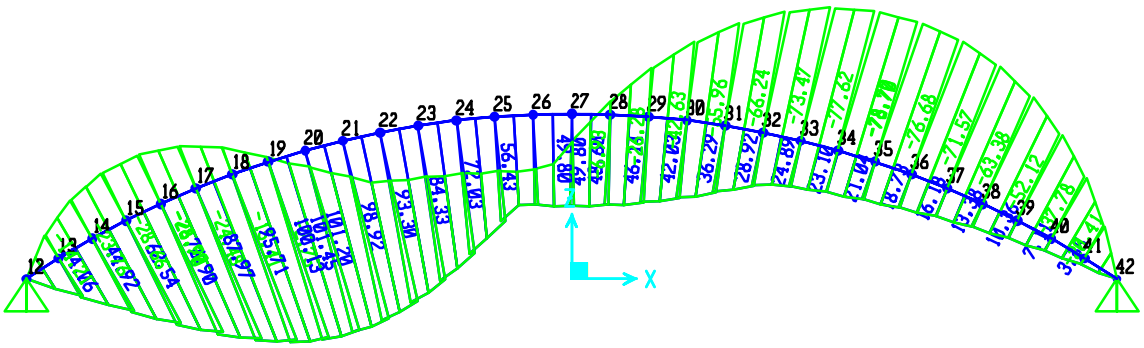
DISTRIBUTED LOAD = 1.2m * 300kPa = 360 kN/m

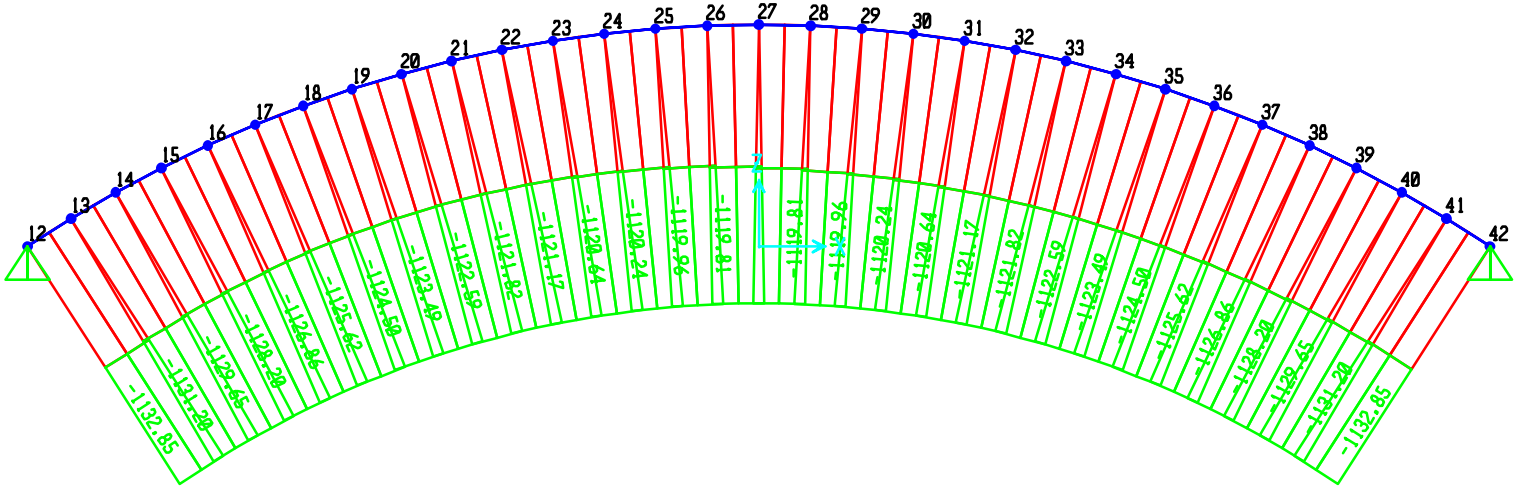


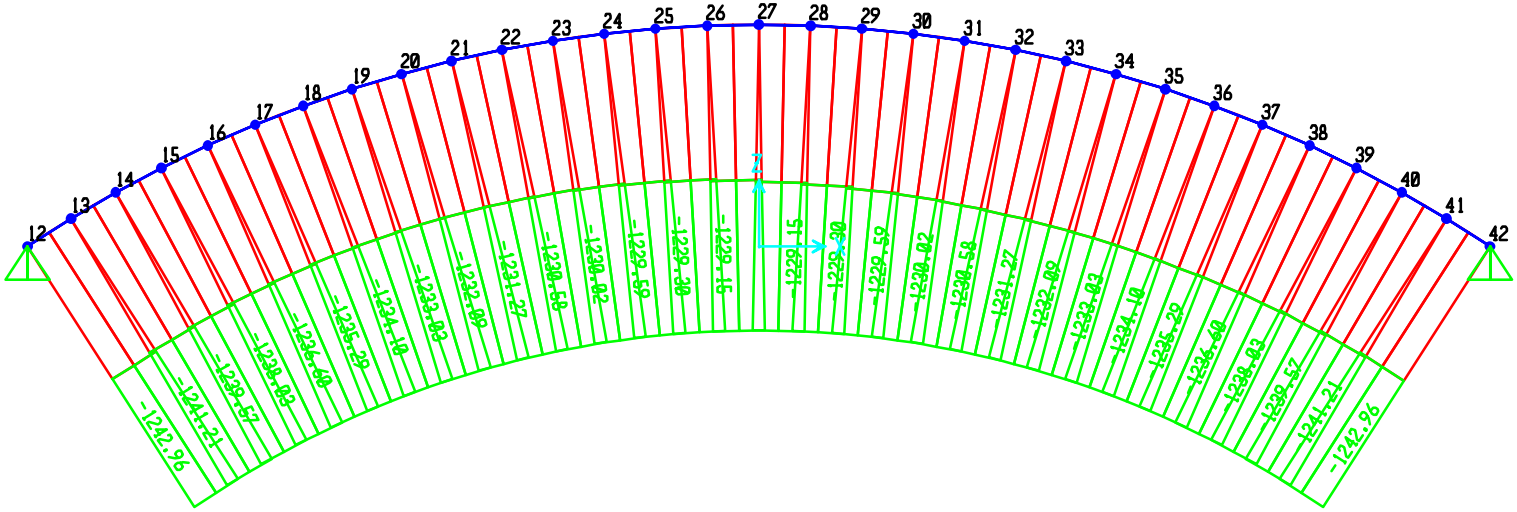
SAP2000 v15.1.0 - File:HCMC_Secondary_Grout_3bars_SAP2000 - Shear Force 2-2 Diagram (SLS (envelope)) - KN, m, C Units


Z
X

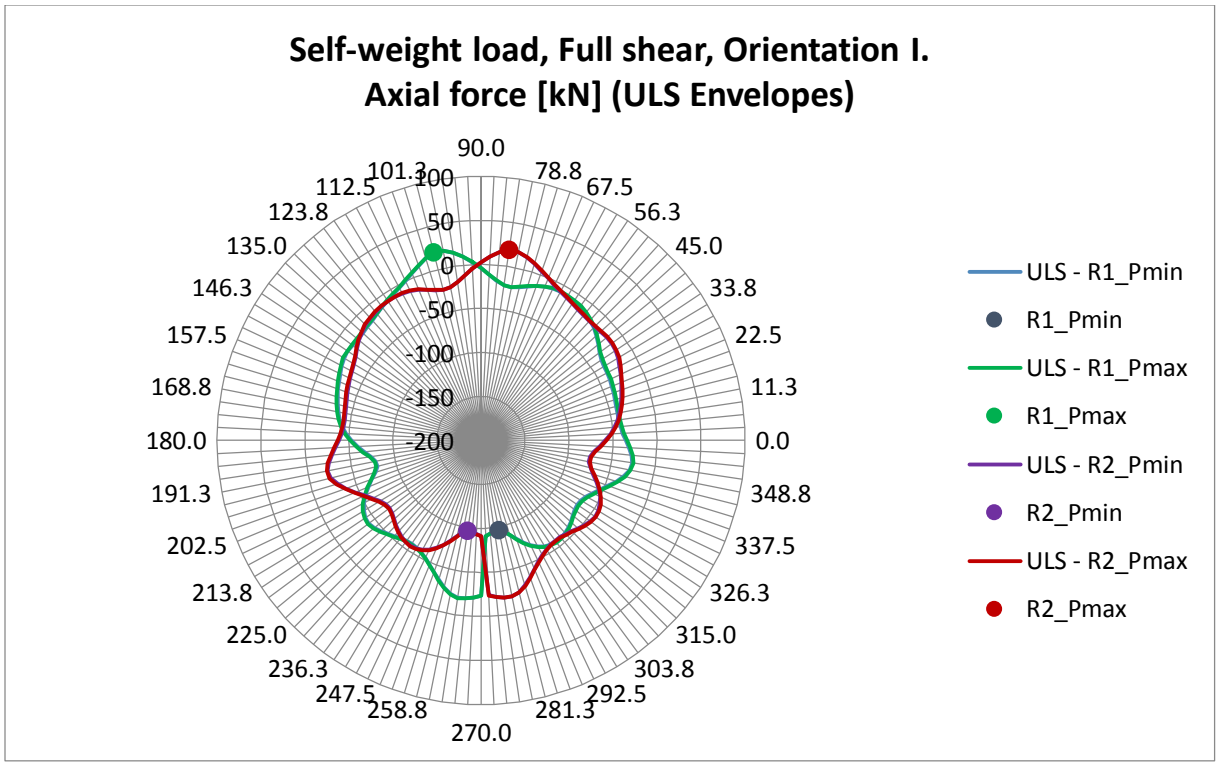

12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
Z
X

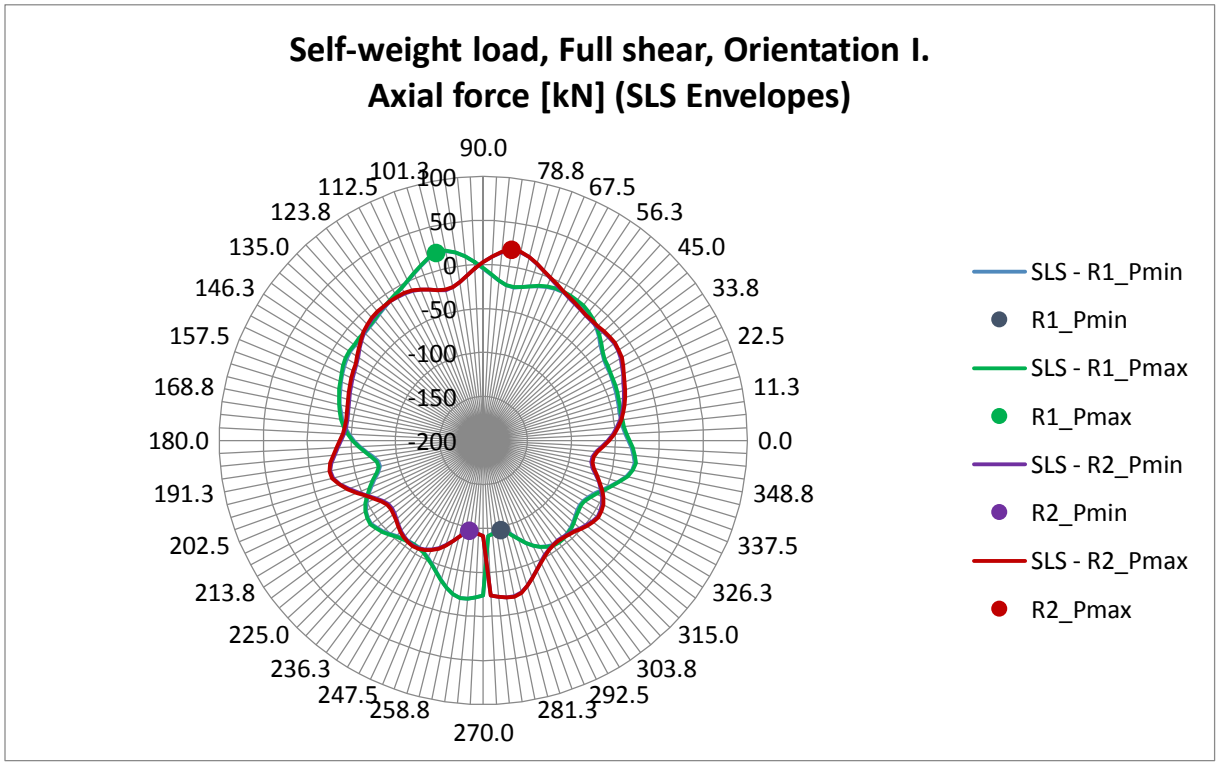

12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
X

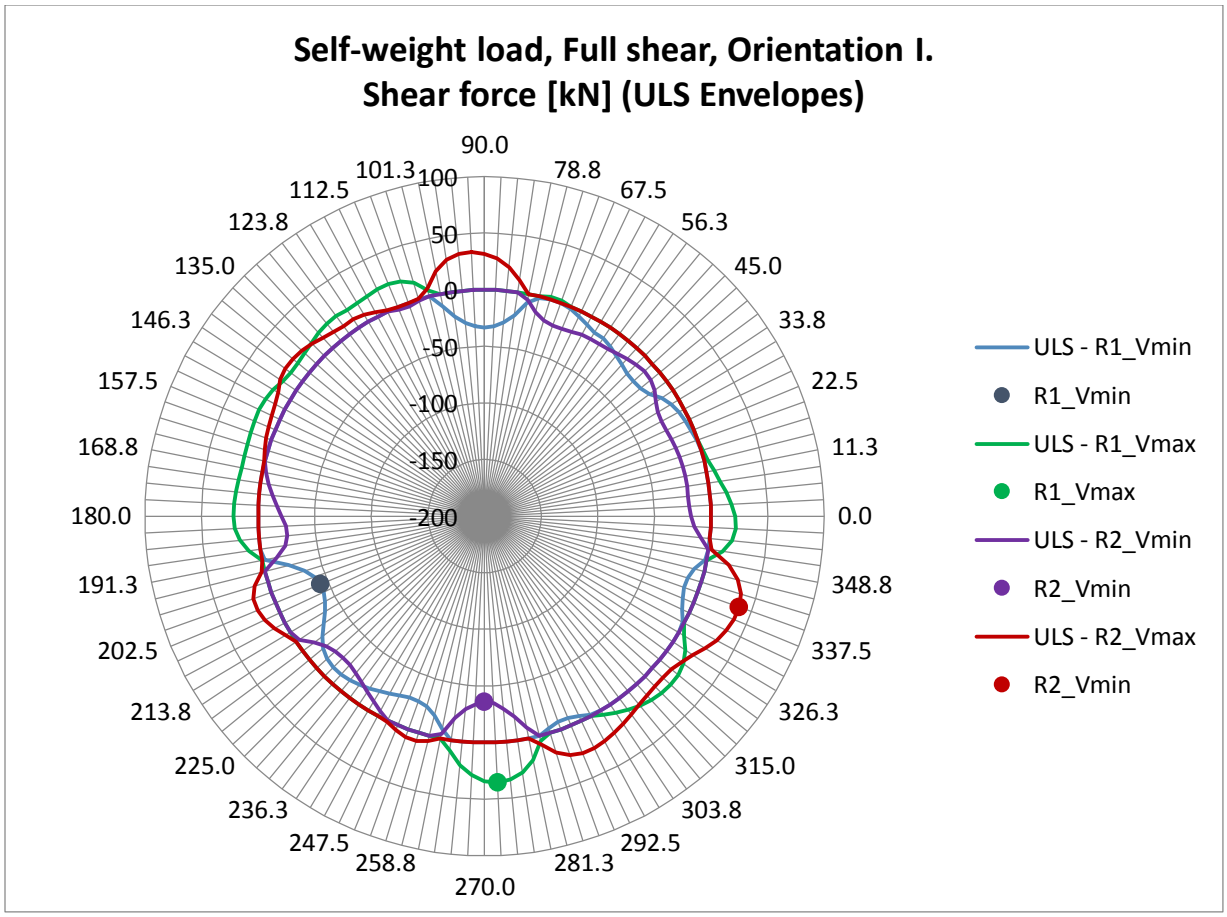

12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
-1132.85
-1131.20
-1129.65
-1128.20
-1126.86
-1125.62
-1124.50
-1123.49
-1122.59
-1121.82
-1121.17
-1120.64
-1120.24
-1119.96
-1119.81
-1119.81
-1119.96
-1120.24
-1120.64
-1121.17
-1121.82
-1122.59
-1123.49
-1124.50
-1125.62
-1126.86
-1128.20
-1129.65
-1131.20
-1132.85

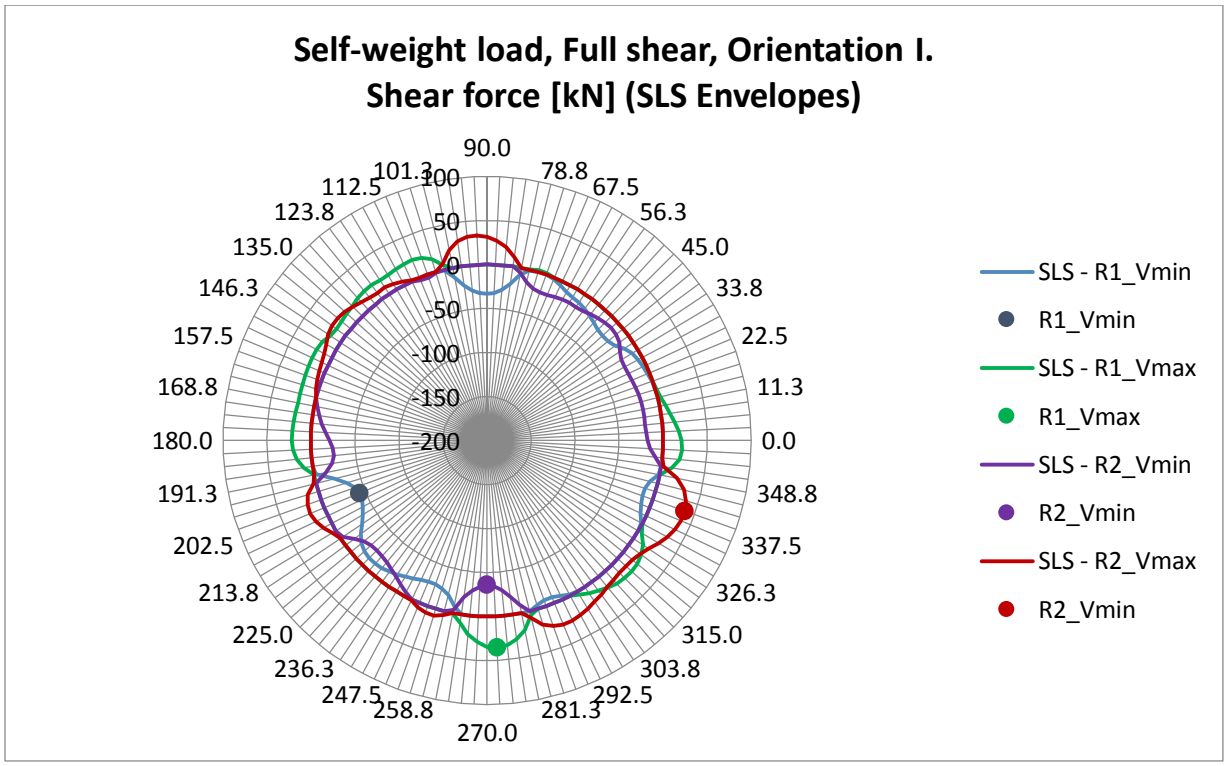

12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
Z
-1242.96
-1241.21
-1239.57
-1238.03
-1236.60
-1235.29
-1234.10
-1233.03
-1232.09
-1231.27
-1230.58
-1230.02
-1229.59
-1229.30
-1229.15
-1229.15
-1229.30
-1229.59
-1230.02
-1230.58
-1231.27
-1232.09
-1233.03
-1234.10
-1235.29
-1236.60
-1238.03
-1239.57
-1241.21
-1242.96

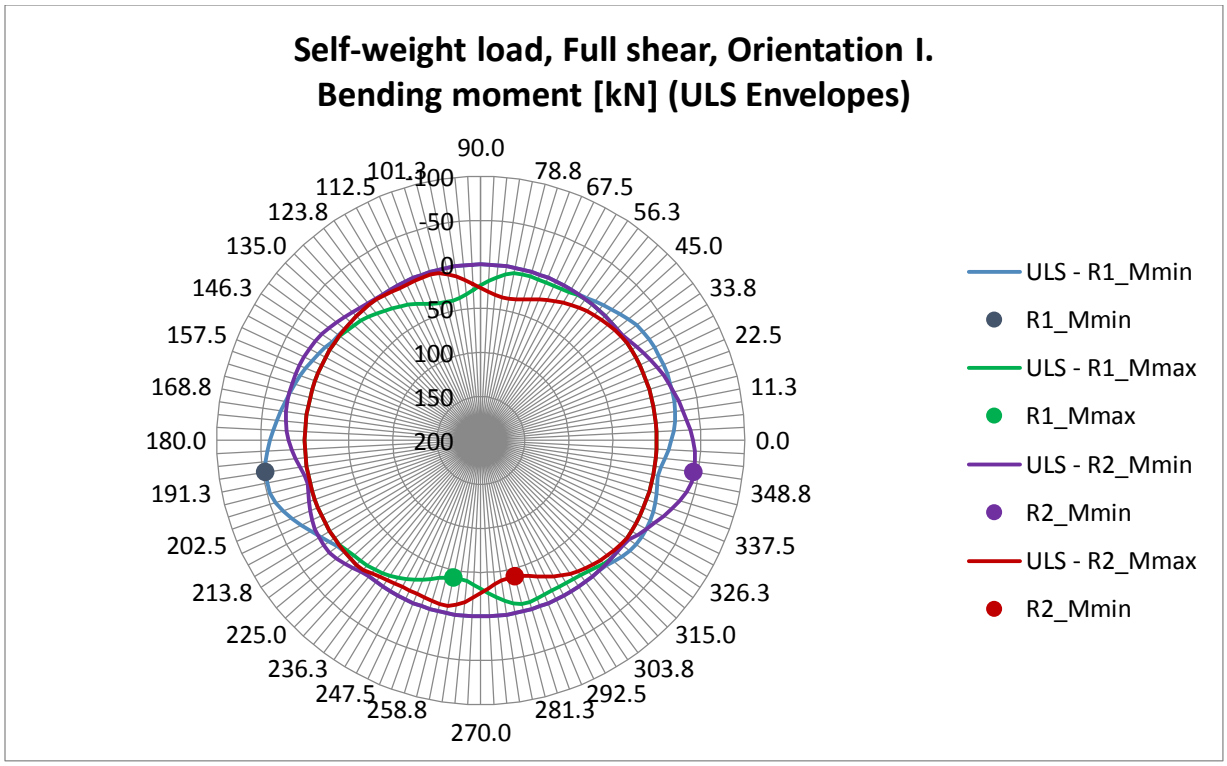
Self-weight load; Full Shear

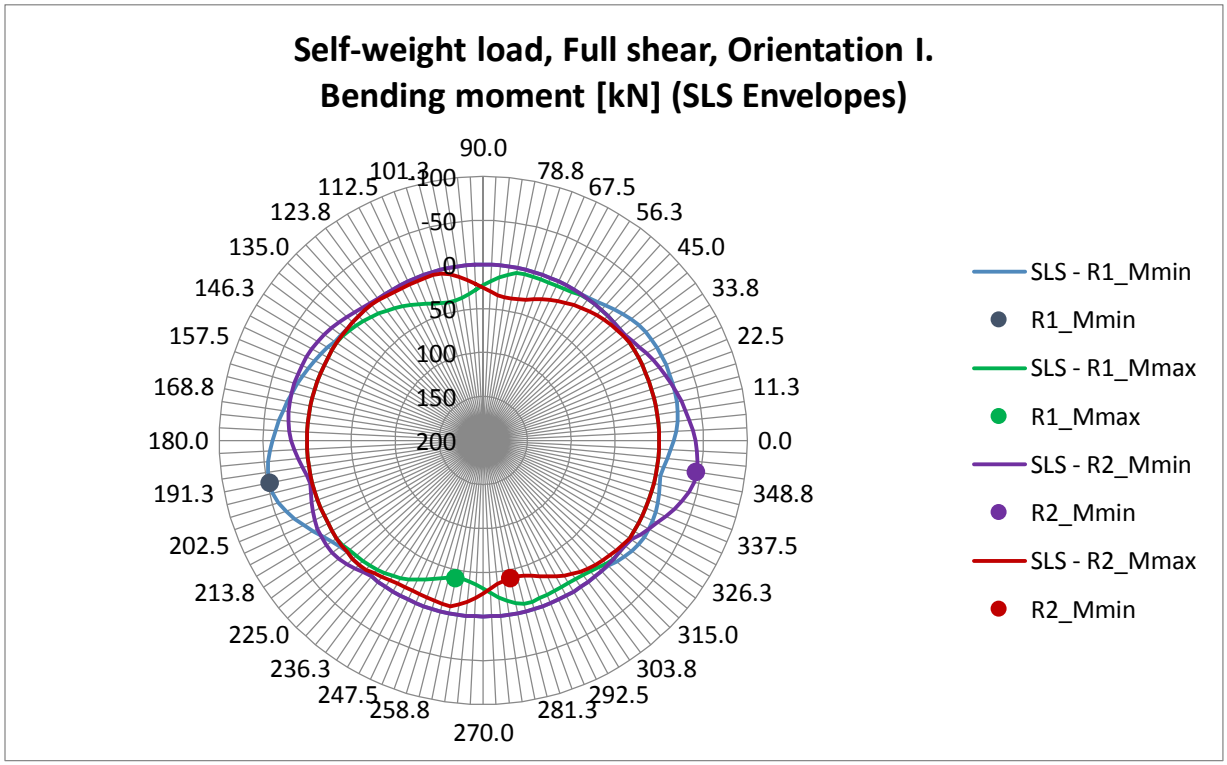

Self-weight load, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (ULS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
100
50
0
-50
-100
-150
-200
ULS - R1_Pmin
R1_Pmin
ULS - R1_Pmax
R1_Pmax
ULS - R2_Pmin
R2_Pmin
ULS - R2_Pmax
R2_Pmax

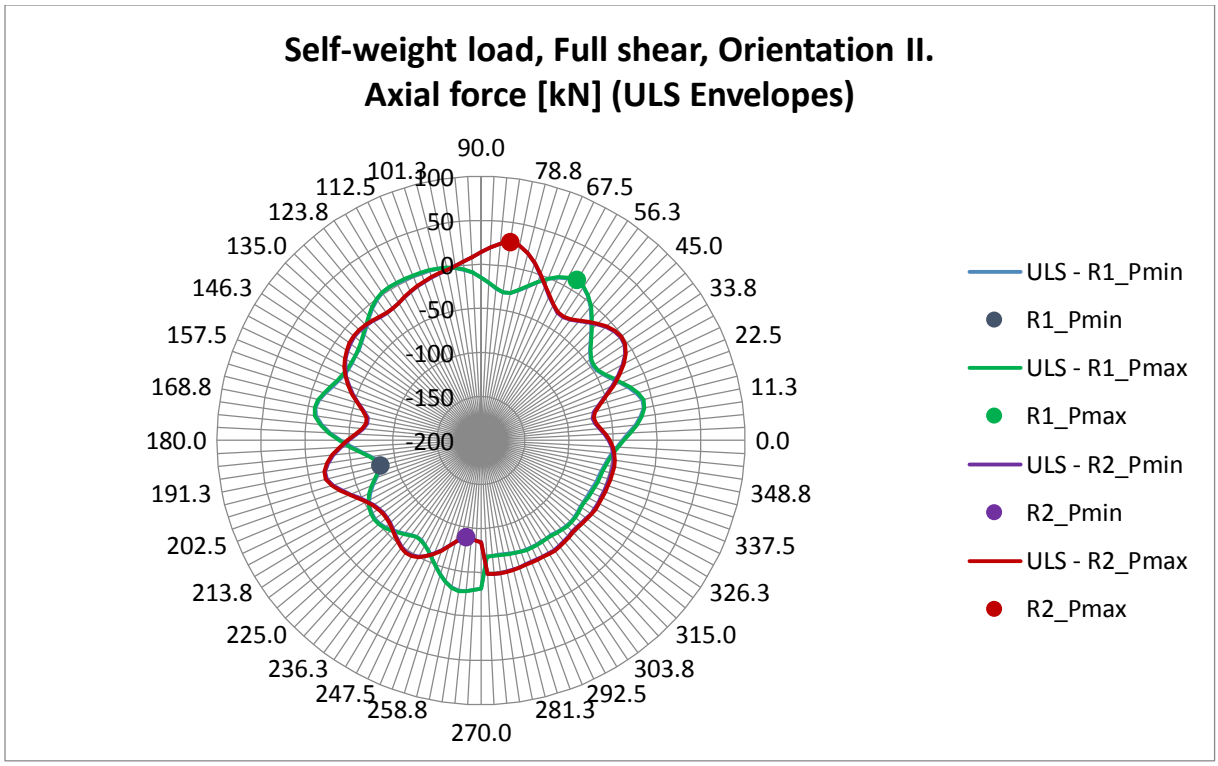

Self-weight load, Full shear, Orientation I.
Axial force [kN] (SLS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
100
50
0
-50
-100
-150
-200
SLS - R1_Pmin
R1_Pmin
SLS - R1_Pmax
R1_Pmax
SLS - R2_Pmin
R2_Pmin
SLS - R2_Pmax
R2_Pmax

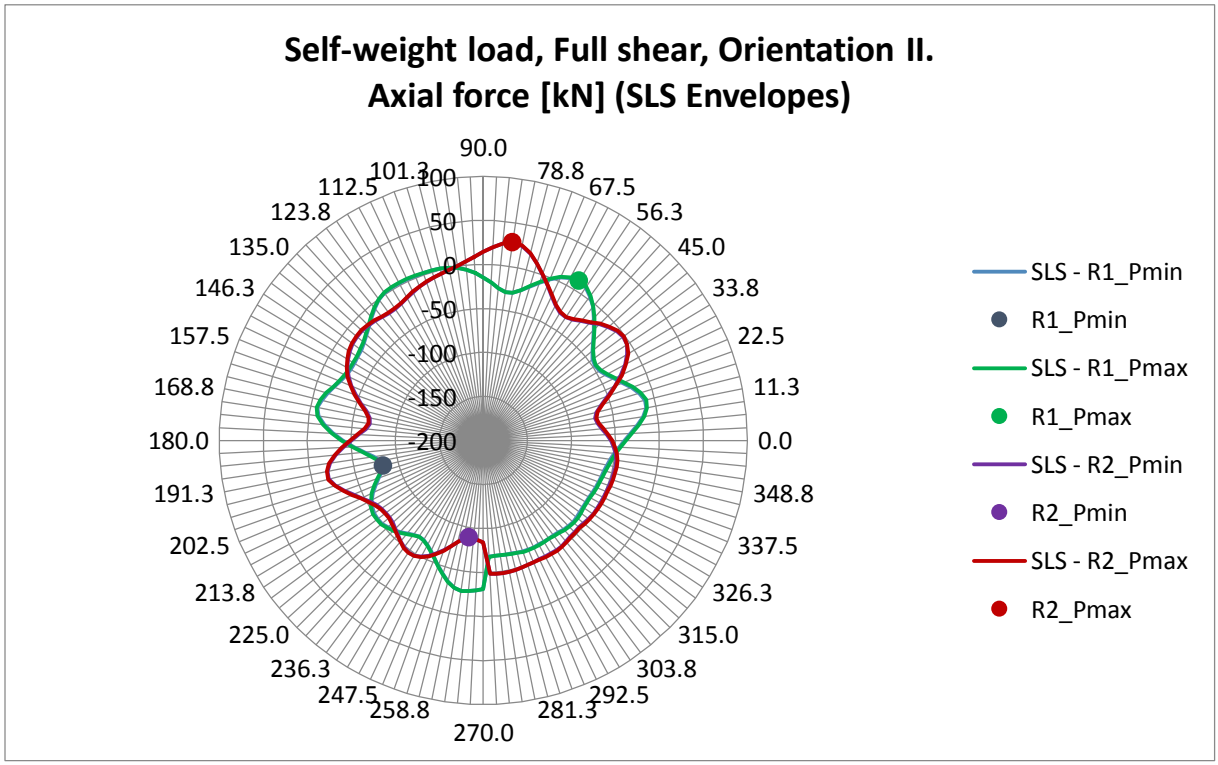

Self-weight load, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (ULS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
100
50
0
-50
-100
-150
-200
ULS - R1_Vmin
R1_Vmin
ULS - R1_Vmax
R1_Vmax
ULS - R2_Vmin
R2_Vmin
ULS - R2_Vmax
R2_Vmin

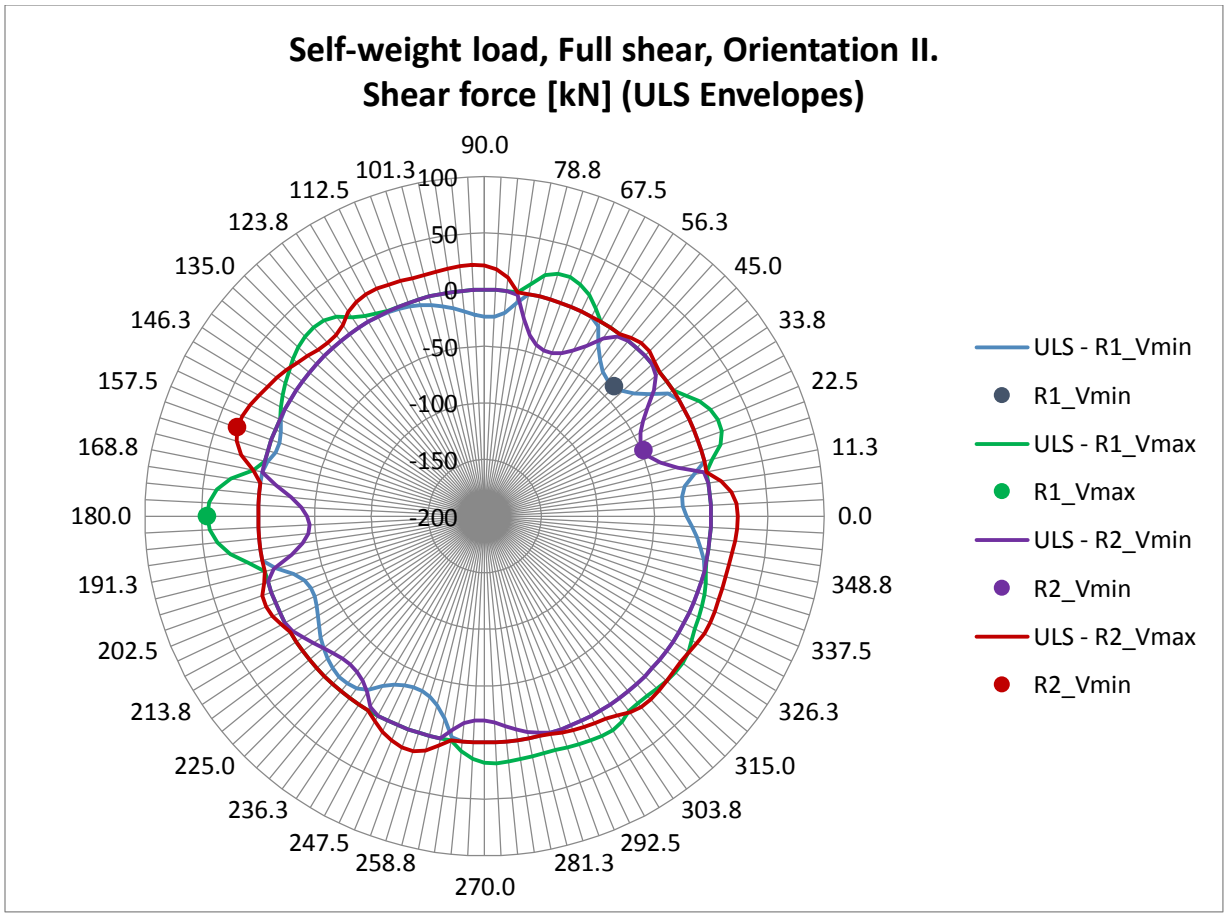

Self-weight load, Full shear, Orientation I.
Shear force [kN] (SLS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
100
50
0
-50
-100
-150
-200
SLS - R1_Vmin
R1_Vmin
SLS - R1_Vmax
R1_Vmax
SLS - R2_Vmin
R2_Vmin
SLS - R2_Vmax
R2_Vmin

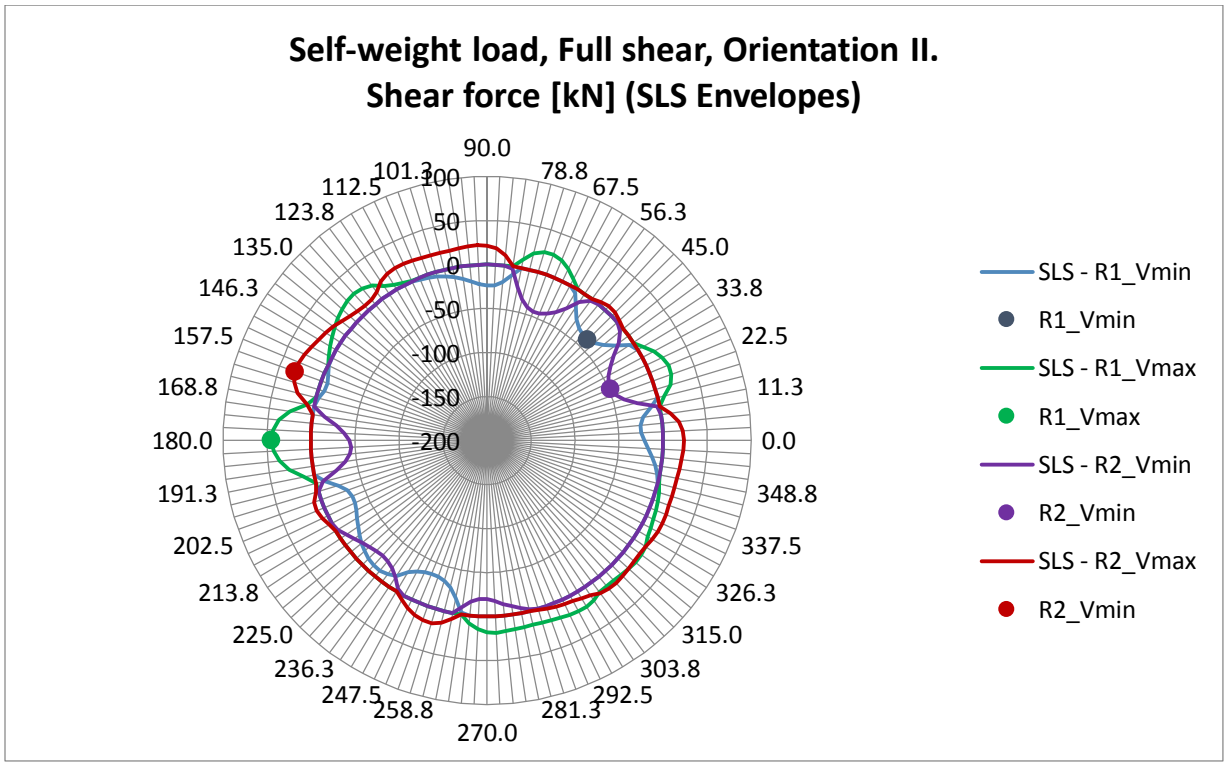

Self-weight load, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kN] (ULS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-100
-50
0
50
100
150
200
ULS - R1_Mmin
R1_Mmin
ULS - R1_Mmax
R1_Mmax
ULS - R2_Mmin
R2_Mmin
ULS - R2_Mmax
R2_Mmin

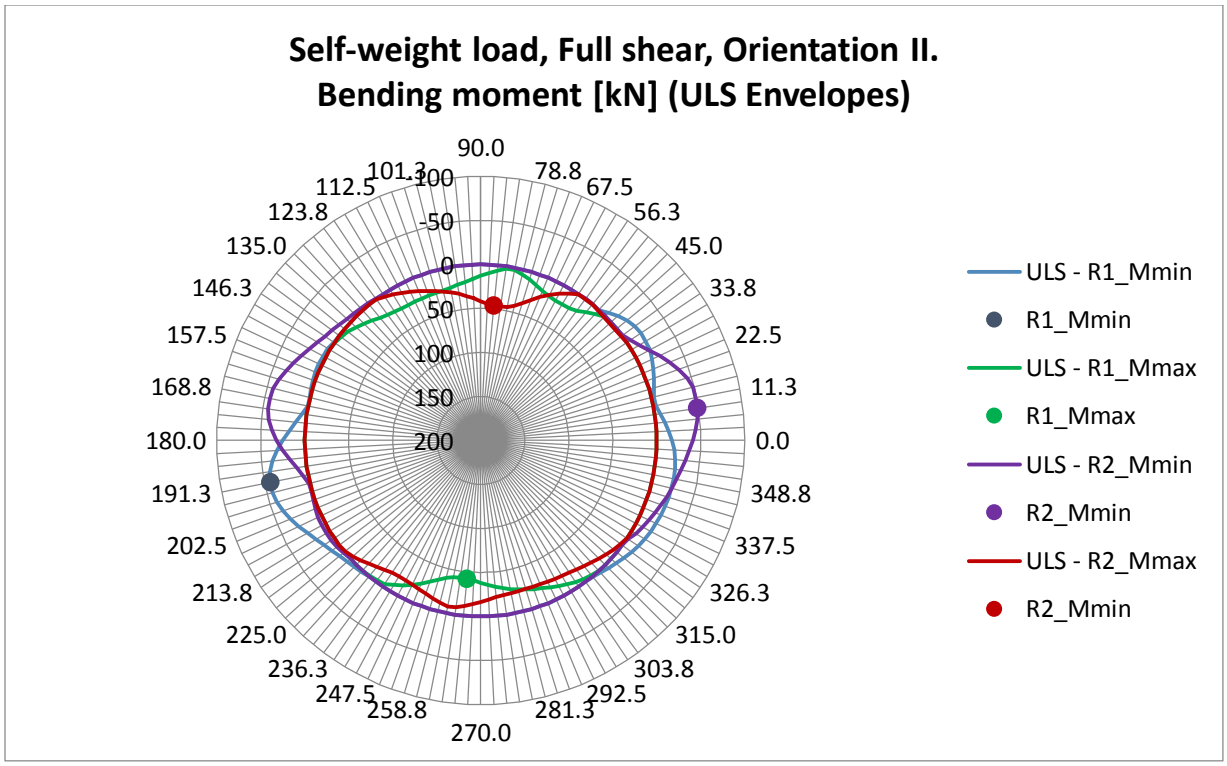

Self-weight load, Full shear, Orientation I.
Bending moment [kN] (SLS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-100
-50
0
50
100
150
200
SLS - R1_Mmin
R1_Mmin
SLS - R1_Mmax
R1_Mmax
SLS - R2_Mmin
R2_Mmin
SLS - R2_Mmax
R2_Mmin

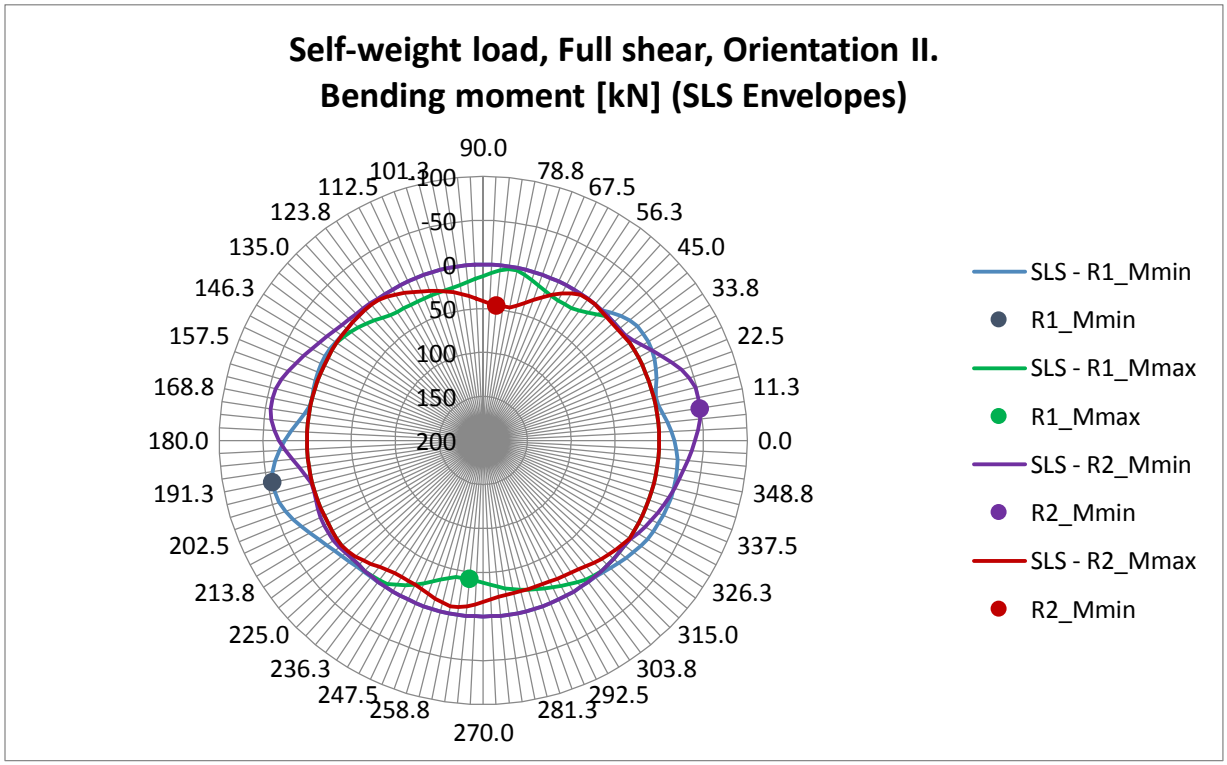

Self-weight load, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (ULS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
100
50
0
-50
-100
-150
-200
ULS - R1_Pmin
R1_Pmin
ULS - R1_Pmax
R1_Pmax
ULS - R2_Pmin
R2_Pmin
ULS - R2_Pmax
R2_Pmax


Self-weight load, Full shear, Orientation II.
Axial force [kN] (SLS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
100
50
0
-50
-100
-150
-200
SLS - R1_Pmin
R1_Pmin
SLS - R1_Pmax
R1_Pmax
SLS - R2_Pmin
R2_Pmin
SLS - R2_Pmax
R2_Pmax

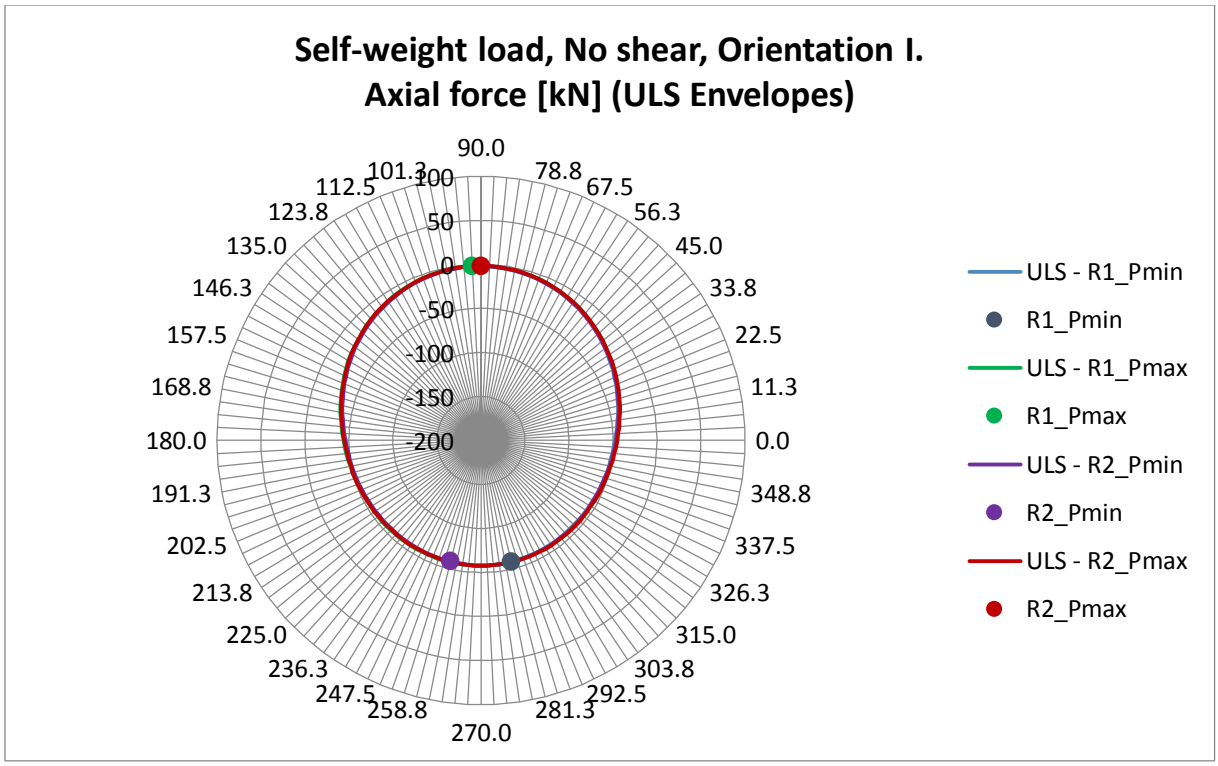

Self-weight load, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (ULS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
100
50
0
-50
-100
-150
-200
ULS - R1_Vmin
R1_Vmin
ULS - R1_Vmax
R1_Vmax
ULS - R2_Vmin
R2_Vmin
ULS - R2_Vmax
R2_Vmin

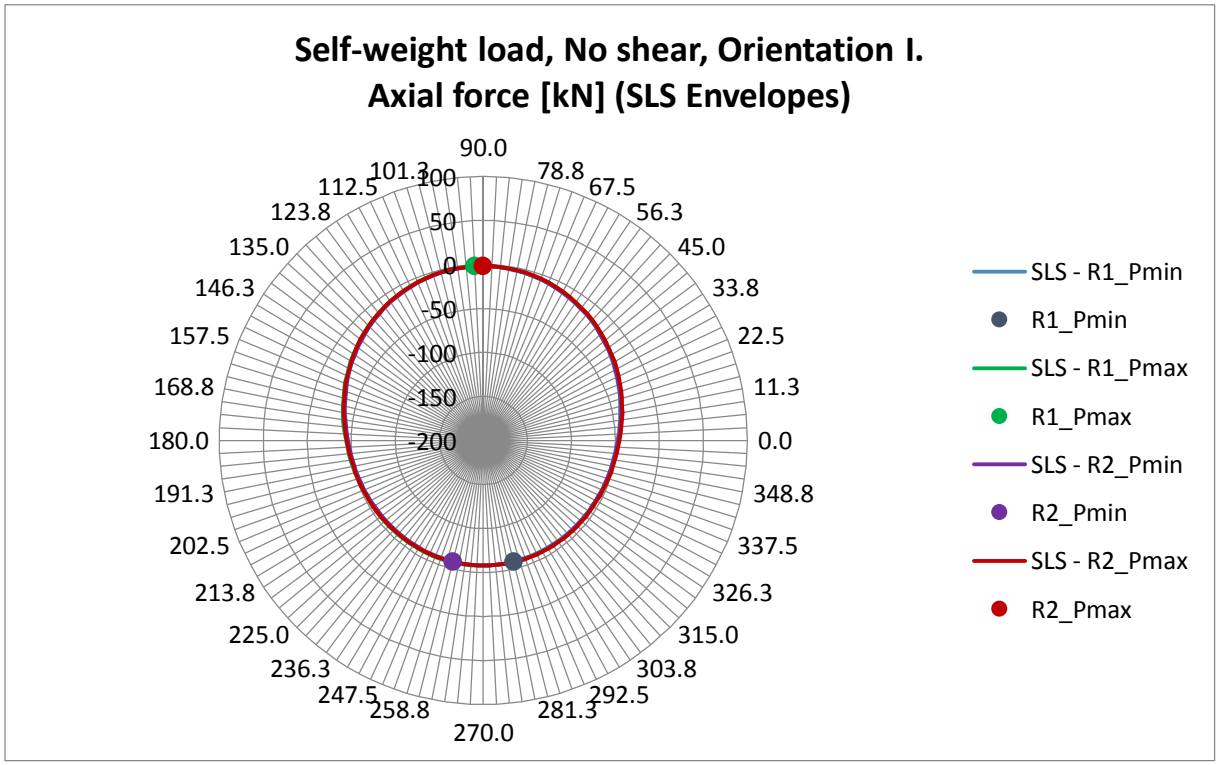

Self-weight load, Full shear, Orientation II.
Shear force [kN] (SLS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
100
50
0
-50
-100
-150
-200
SLS - R1_Vmin
R1_Vmin
SLS - R1_Vmax
R1_Vmax
SLS - R2_Vmin
R2_Vmin
SLS - R2_Vmax
R2_Vmin

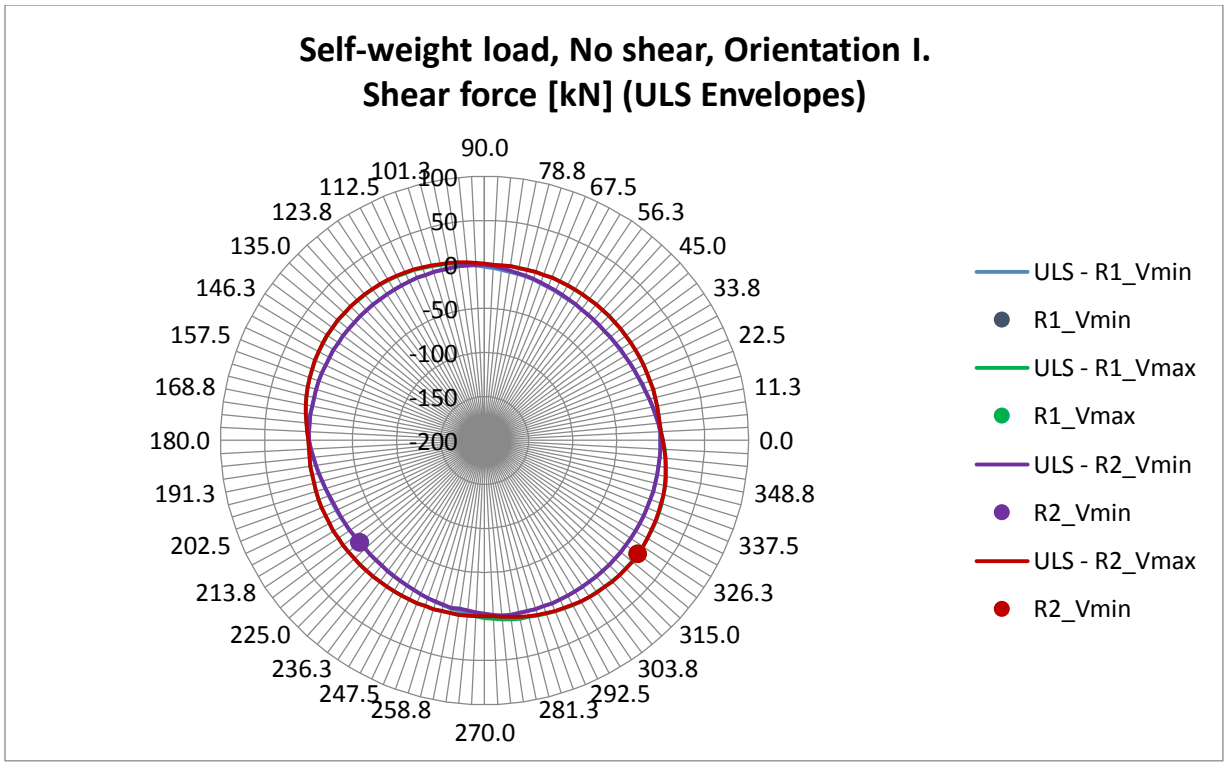

Self-weight load, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kN] (ULS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-100
-50
0
50
100
150
200
ULS - R1_Mmin
R1_Mmin
ULS - R1_Mmax
R1_Mmax
ULS - R2_Mmin
R2_Mmin
ULS - R2_Mmax
R2_Mmin

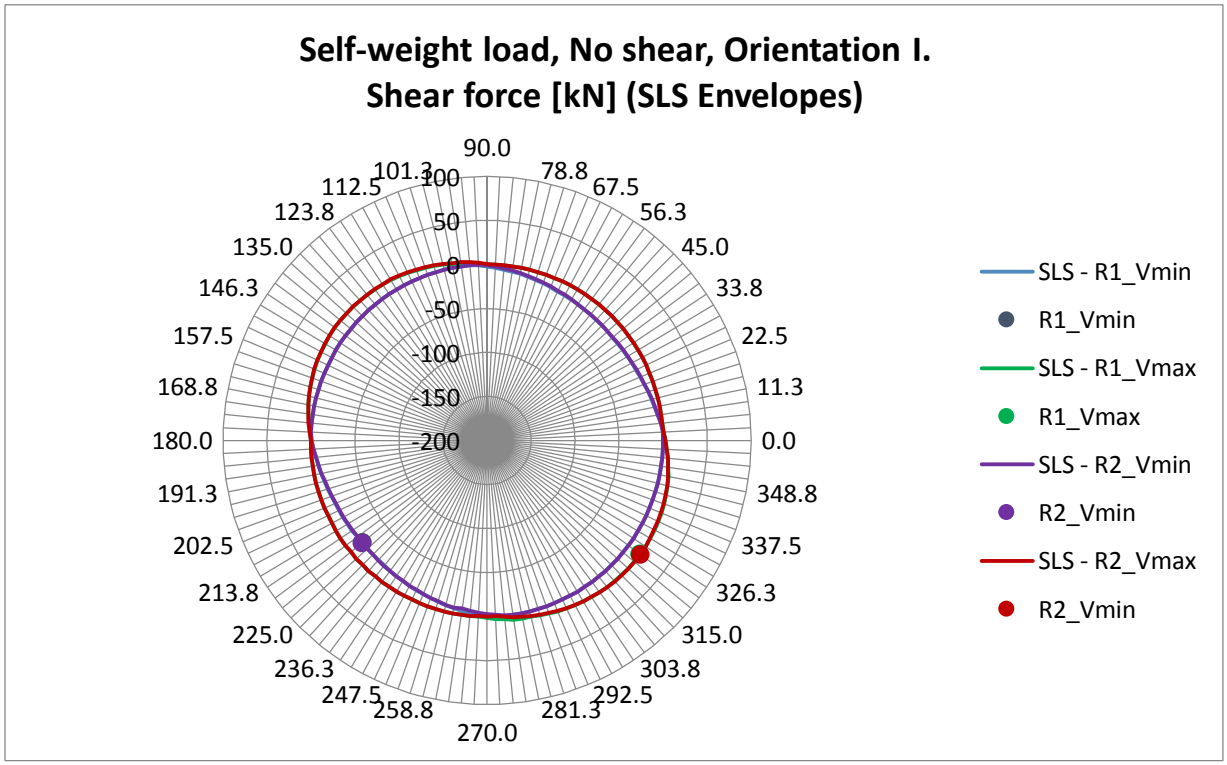

Self-weight load, Full shear, Orientation II.
Bending moment [kN] (SLS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-100
-50
0
50
100
150
200
SLS - R1_Mmin
R1_Mmin
SLS - R1_Mmax
R1_Mmax
SLS - R2_Mmin
R2_Mmin
SLS - R2_Mmax
R2_Mmin

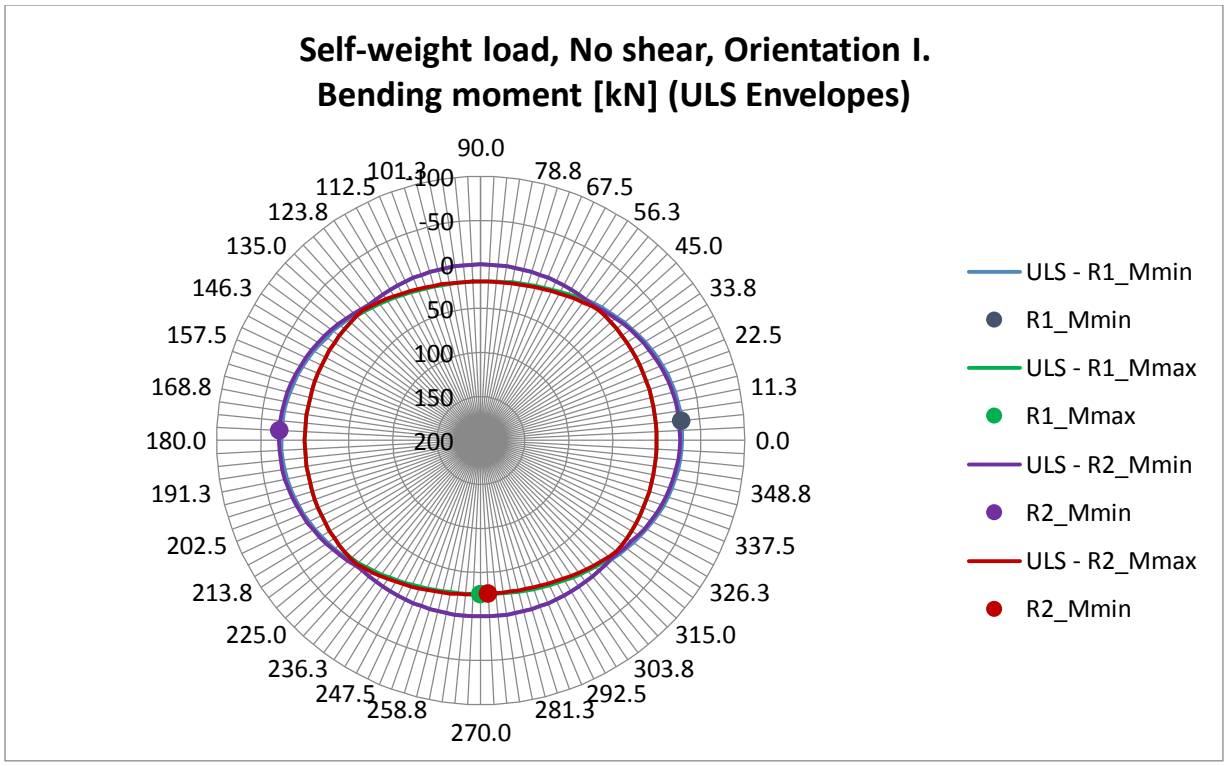
Self-weight load; No Shear

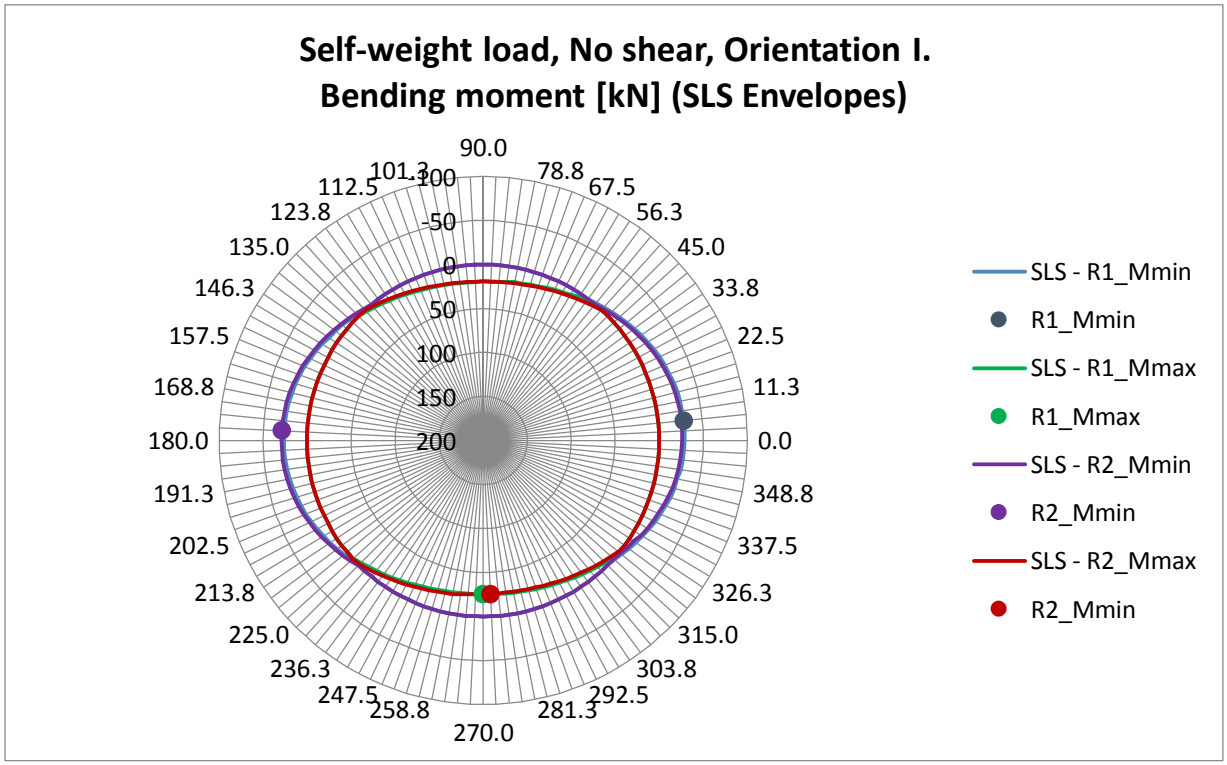

Self-weight load, No shear, Orientation I.
Axial force [kN] (ULS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
100
50
0
-50
-100
-150
-200
ULS - R1_Pmin
R1_Pmin
ULS - R1_Pmax
R1_Pmax
ULS - R2_Pmin
R2_Pmin
ULS - R2_Pmax
R2_Pmax

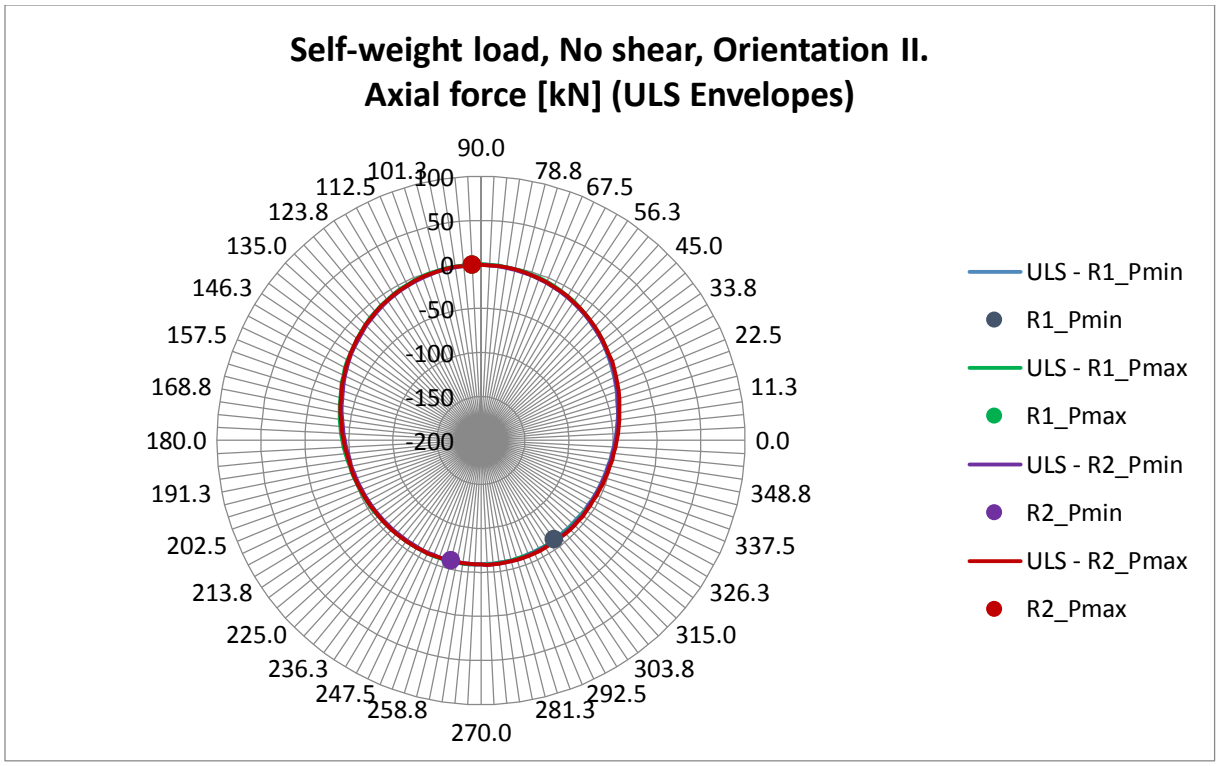

Self-weight load, No shear, Orientation I.
Axial force [kN] (SLS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
100
50
0
-50
-100
-150
-200
SLS - R1_Pmin
R1_Pmin
SLS - R1_Pmax
R1_Pmax
SLS - R2_Pmin
R2_Pmin
SLS - R2_Pmax
R2_Pmax

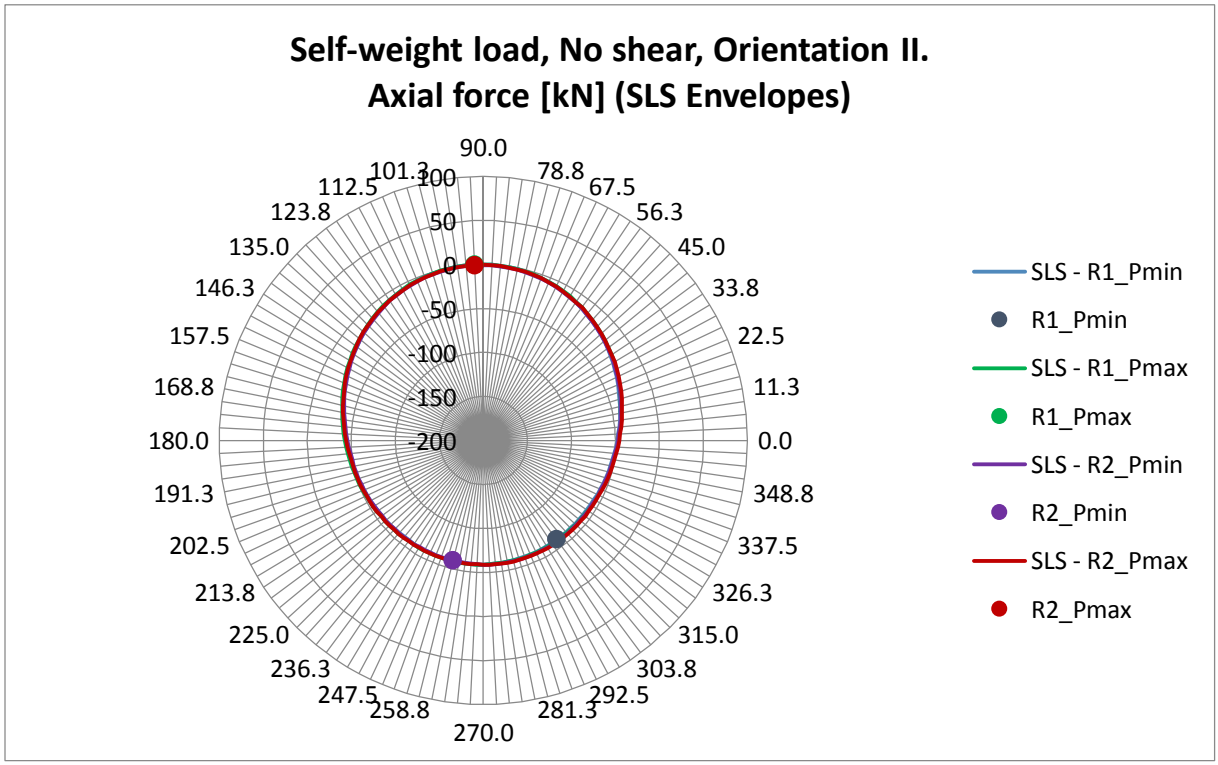

Self-weight load, No shear, Orientation I.
Shear force [kN] (ULS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
100
50
0
-50
-100
-150
-200
ULS - R1_Vmin
R1_Vmin
ULS - R1_Vmax
R1_Vmax
ULS - R2_Vmin
R2_Vmin
ULS - R2_Vmax
R2_Vmin

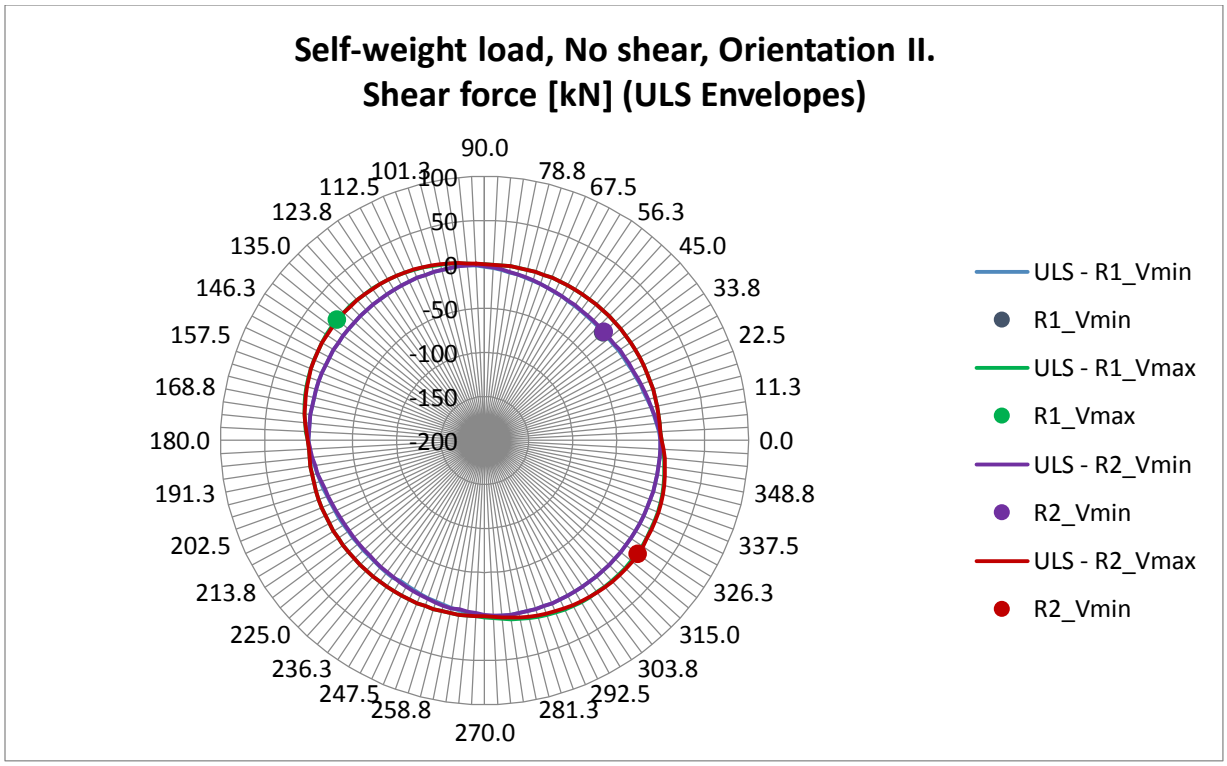

Self-weight load, No shear, Orientation I.
Shear force [kN] (SLS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
100
50
0
-50
-100
-150
-200
SLS - R1_Vmin
R1_Vmin
SLS - R1_Vmax
R1_Vmax
SLS - R2_Vmin
R2_Vmin
SLS - R2_Vmax
R2_Vmin

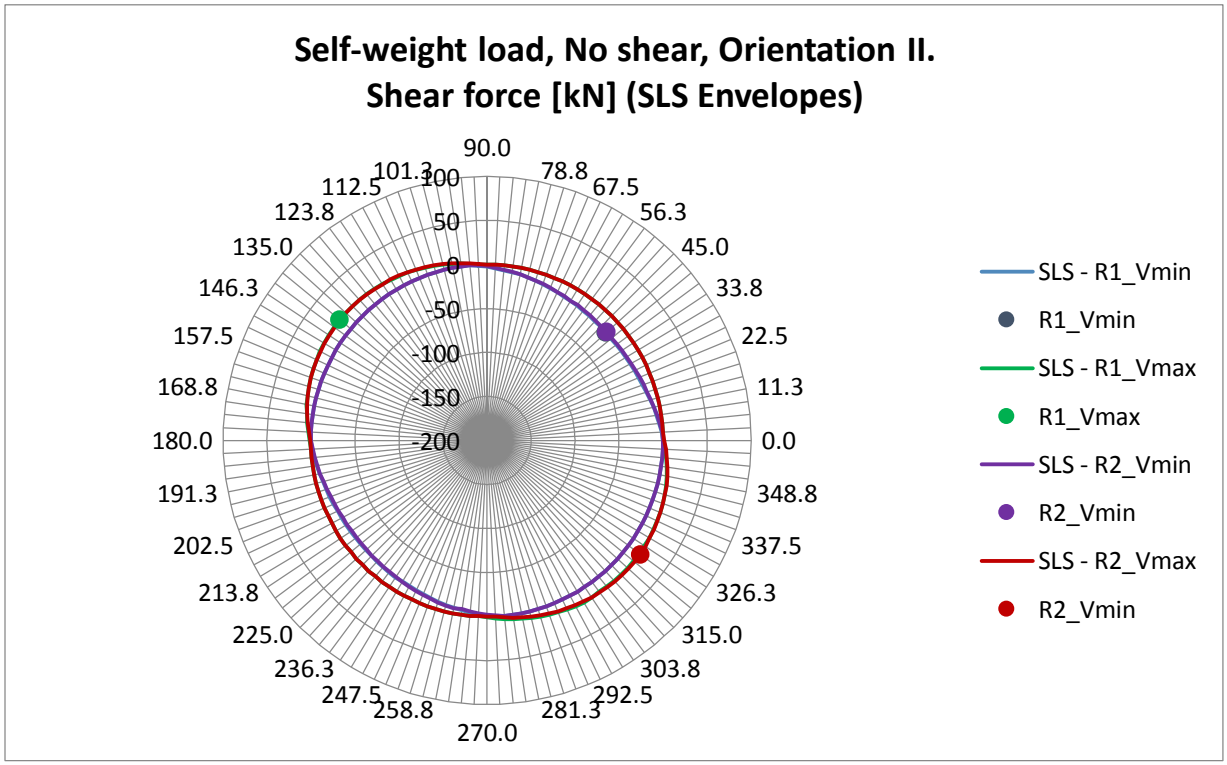

Self-weight load, No shear, Orientation I.
Bending moment [kN] (ULS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-100
-50
0
50
100
150
200
ULS - R1_Mmin
R1_Mmin
ULS - R1_Mmax
R1_Mmax
ULS - R2_Mmin
R2_Mmin
ULS - R2_Mmax
R2_Mmin

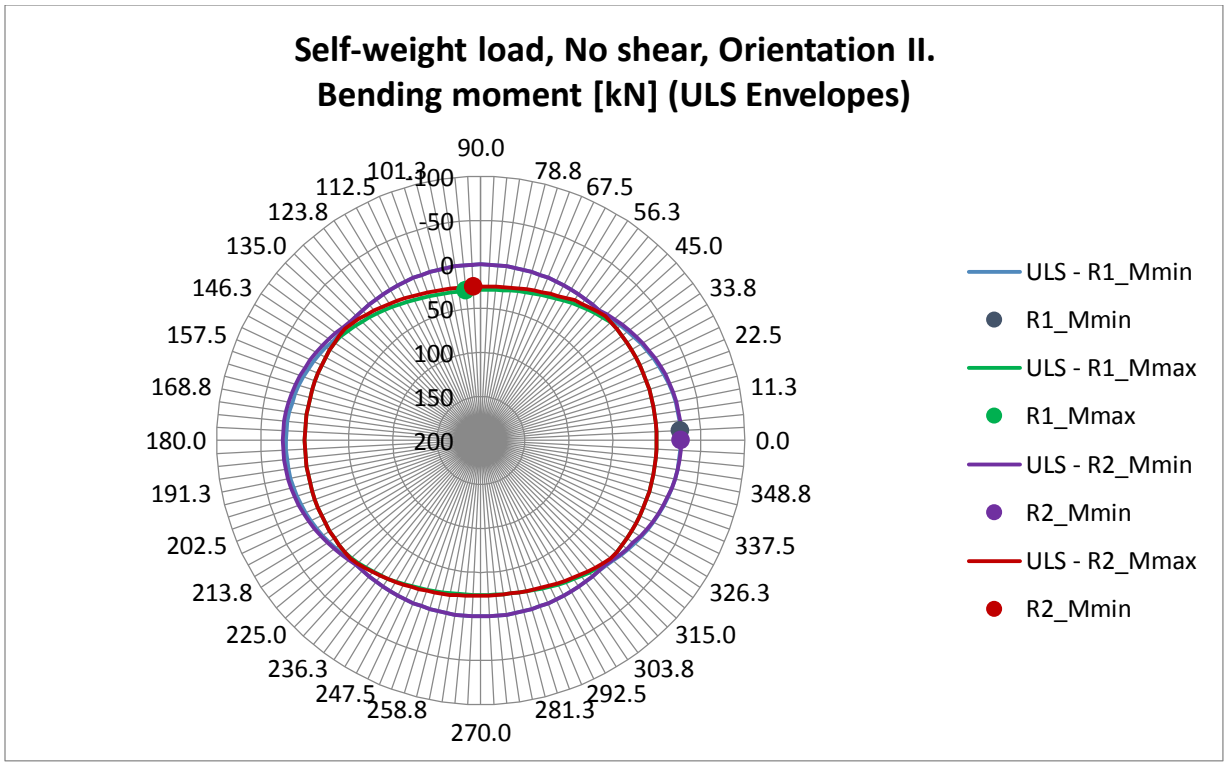

Self-weight load, No shear, Orientation I.
Bending moment [kN] (SLS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-100
-50
0
50
100
150
200
SLS - R1_Mmin
R1_Mmin
SLS - R1_Mmax
R1_Mmax
SLS - R2_Mmin
R2_Mmin
SLS - R2_Mmax
R2_Mmin

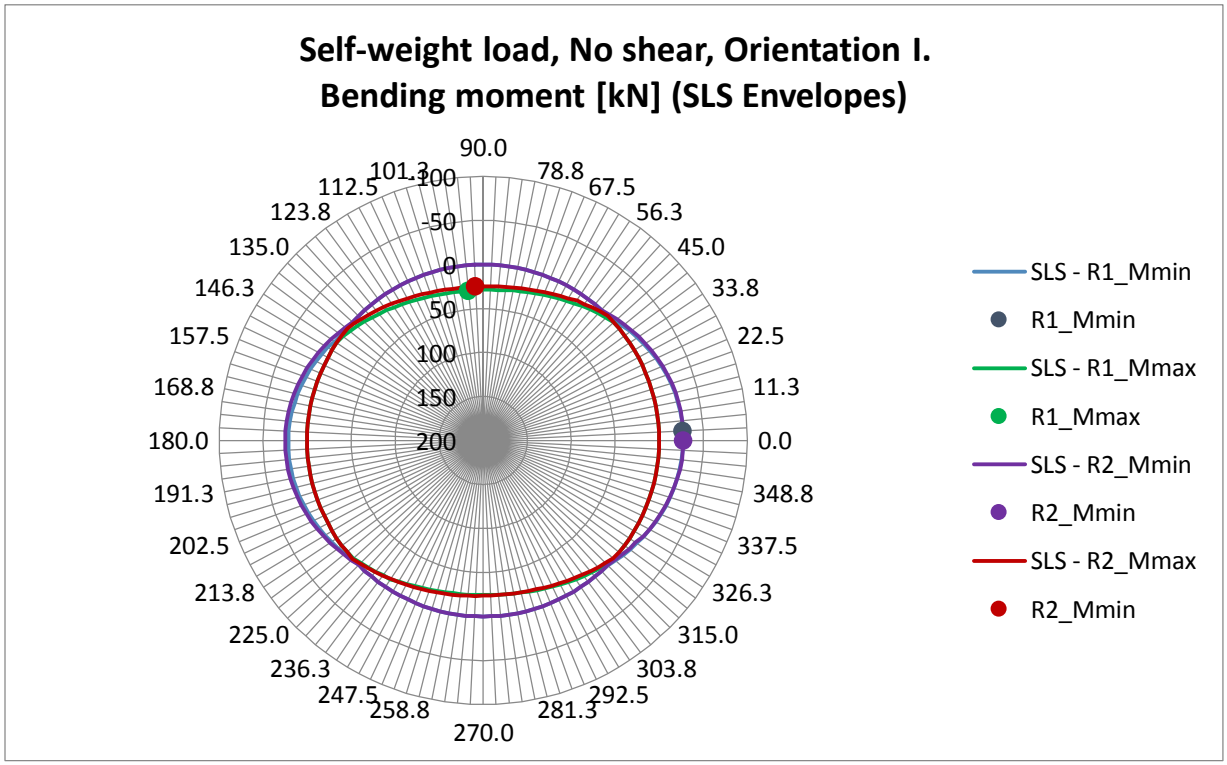

Self-weight load, No shear, Orientation II.
Axial force [kN] (ULS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
100
50
0
-50
-100
-150
-200
ULS - R1_Pmin
R1_Pmin
ULS - R1_Pmax
R1_Pmax
ULS - R2_Pmin
R2_Pmin
ULS - R2_Pmax
R2_Pmax


Self-weight load, No shear, Orientation II.
Axial force [kN] (SLS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
100
50
0
-50
-100
-150
-200
SLS - R1_Pmin
R1_Pmin
SLS - R1_Pmax
R1_Pmax
SLS - R2_Pmin
R2_Pmin
SLS - R2_Pmax
R2_Pmax


Self-weight load, No shear, Orientation II.
Shear force [kN] (ULS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
100
50
0
-50
-100
-150
-200
ULS - R1_Vmin
R1_Vmin
ULS - R1_Vmax
R1_Vmax
ULS - R2_Vmin
R2_Vmin
ULS - R2_Vmax
R2_Vmin


Self-weight load, No shear, Orientation II.
Shear force [kN] (SLS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
100
50
0
-50
-100
-150
-200
SLS - R1_Vmin
R1_Vmin
SLS - R1_Vmax
R1_Vmax
SLS - R2_Vmin
R2_Vmin
SLS - R2_Vmax
R2_Vmin


Self-weight load, No shear, Orientation II.
Bending moment [kN] (ULS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-100
-50
0
50
100
150
200
ULS - R1_Mmin
R1_Mmin
ULS - R1_Mmax
R1_Mmax
ULS - R2_Mmin
R2_Mmin
ULS - R2_Mmax
R2_Mmin


Self-weight load, No shear, Orientation I.
Bending moment [kN] (SLS Envelopes)
90.0
78.8
67.5
56.3
45.0
33.8
22.5
11.3
0.0
348.8
337.5
326.3
315.0
303.8
292.5
281.3
270.0
258.8
247.5
236.3
225.0
213.8
202.5
191.3
180.0
168.8
157.5
146.3
135.0
123.8
112.5
101.3
-100
-50
0
50
100
150
200
SLS - R1_Mmin
R1_Mmin
SLS - R1_Mmax
R1_Mmax
SLS - R2_Mmin
R2_Mmin
SLS - R2_Mmax
R2_Mmin

Appendix K
Lining Section Design

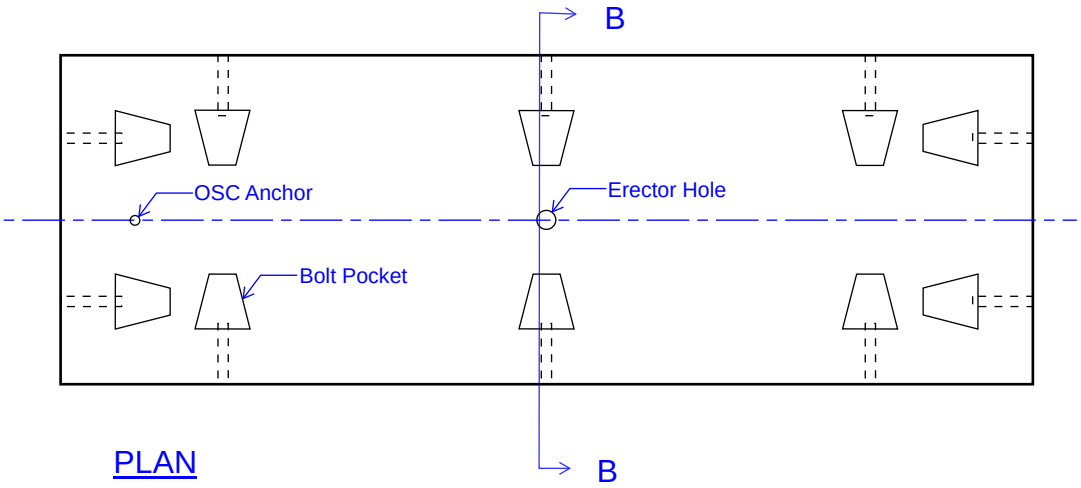
K. Lining Section Design

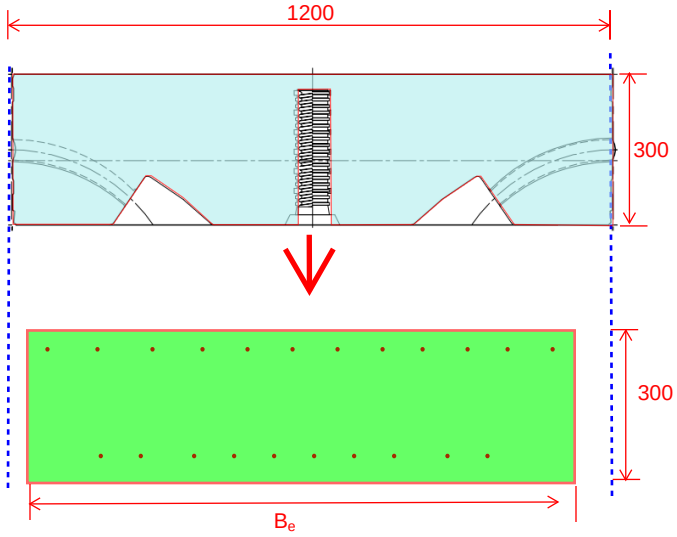
K.1.1
RC Check

General Check
Reduction of segment area due to bolt pocket

EQUIVALENT WIDTH

The equivalent width 1074mm is adopted for general check.





Equivalent Area, Ae
= Segment Area - 2 nos. Bolt Pocket - Erector Hole
= (1200 x 300) - 2 x 10600 - 16740
= 322060 mm2

Equivalent Width, Be
= Ae / D
= 322060 / 300
= 1074 mm

Calculation | **Note**

Bending and Axial Force Interactions

Material information

f_{ck} = 48 N/mm²

f_y = 390 N/mm²

Material factor of steel γ_s = 1.00

Material factor of concrete γ_c = 1.20

Structural analysis factor = 1.10

Structure factor = 1.30

Member factor for bending $\gamma_{b\ (Moment)}$ = 1.10

Member factor for shear $\gamma_{b\ (Shear)}$ = 1.30

Member factor for compression $\gamma_{b\ (Compression)}$ = 1.30

Section information

h = 300 mm

b = 1074 mm

Cover

External = 40 mm

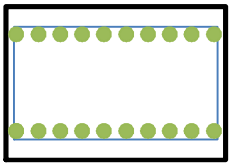
Internal = 40 mm

Sides = 40 mm

Effective depth (for sagging moment)

d = 300 - 40 - 22/2 - 14 = 235 mm

d' = 40 + 16/2 + 14 = 62 mm



Effective depth (for hogging moment)

d = 300 - 40 - 16/2 - 14 = 238 mm

d' = 40 + 22/2 + 14 = 65 mm

Reinforcement

	Bar Ø	No.	Area (mm²)	Steel Percentage (%)	Spacing (mm)
External (Hog)	16	10	2011	0.624	99
Internal (Sag)	22	10	3801	1.180	99
Shear Link/ Distribution Bar	14	18	2771	0.860	203

Distribution bar at outter layer.

Loading

N'_{oud} = 10170.4 kN

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st})/\gamma_b$$

Eq. 9.2.1

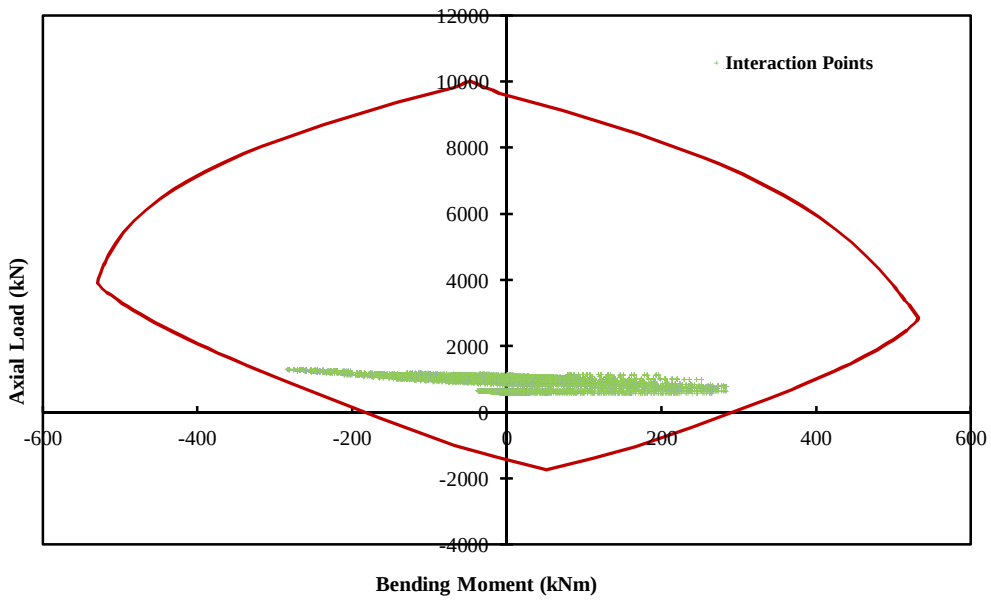
Max. Axial load (N) = kN

Min. Axial load (N) = kN

Max. Moment (M) = kNm

Min. Moment (M) = kNm

N:M interaction chart for 300 x 1074 section, fck = 48MPa concrete



Calculation	Note

Shear Reinforcement

Height h = 300 mm
Width b = 1074 mm

Strength of steel f_y = 390 N/mm^2
Strength of concrete f_{ck} = 48 N/mm^2
Cover c = 40 mm

Tension bar provided 10 nos. 1 T 22 (Sagging moment)
10 nos. 1 T 16 (Hogging moment)

Diameter of shear link = 14 mm
no. of shear links = 18

According to JSCE Guideline for Concrete Section 9.2.2.2,

β_d = 1.44
β_p = 1.15 (sag) 0.92 (hog)
β_n = 1 When Axial Load = 0.
f_{vcd} = 0.68 N/mm^2 ≤ 0.72

z = 204.35 mm (sag) 206.96 mm (hog)
f_{wyd} = 390.00 N/mm^2
S_S = 0.20 m (Segment length 3.74 m)

Pure Flexural Capacity without consideration of axial force

M_{ud} = 291.80 kNm
$M_o = N'_d\ h\ /\ 6$

Design Shear Capacity of Linear Member without shear reinforcing steel — Equ. 9.2.4

$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ =
= 218.3 kN (sag) (= 1.44 · 1.15 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 235/ 1.3)
= 178.1 kN (hog) (= 1.44 · 0.92 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 238/ 1.3)

$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd}\ /\ S_s) \cdot z\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ — Equ. 9.2.6
= 92.8 kN (sag) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 204.35/ 1.3)
= 94.0 kN (hog) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 206.96/ 1.3)

when β_n = 1.0, min (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (lower bound value)
= 311.1 kN (sag)
= 272.1 kN (hog)

when β_n = 2.0 max (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (upper bound value)
= 622.3 kN (sag)
= 544.2 kN (hog)

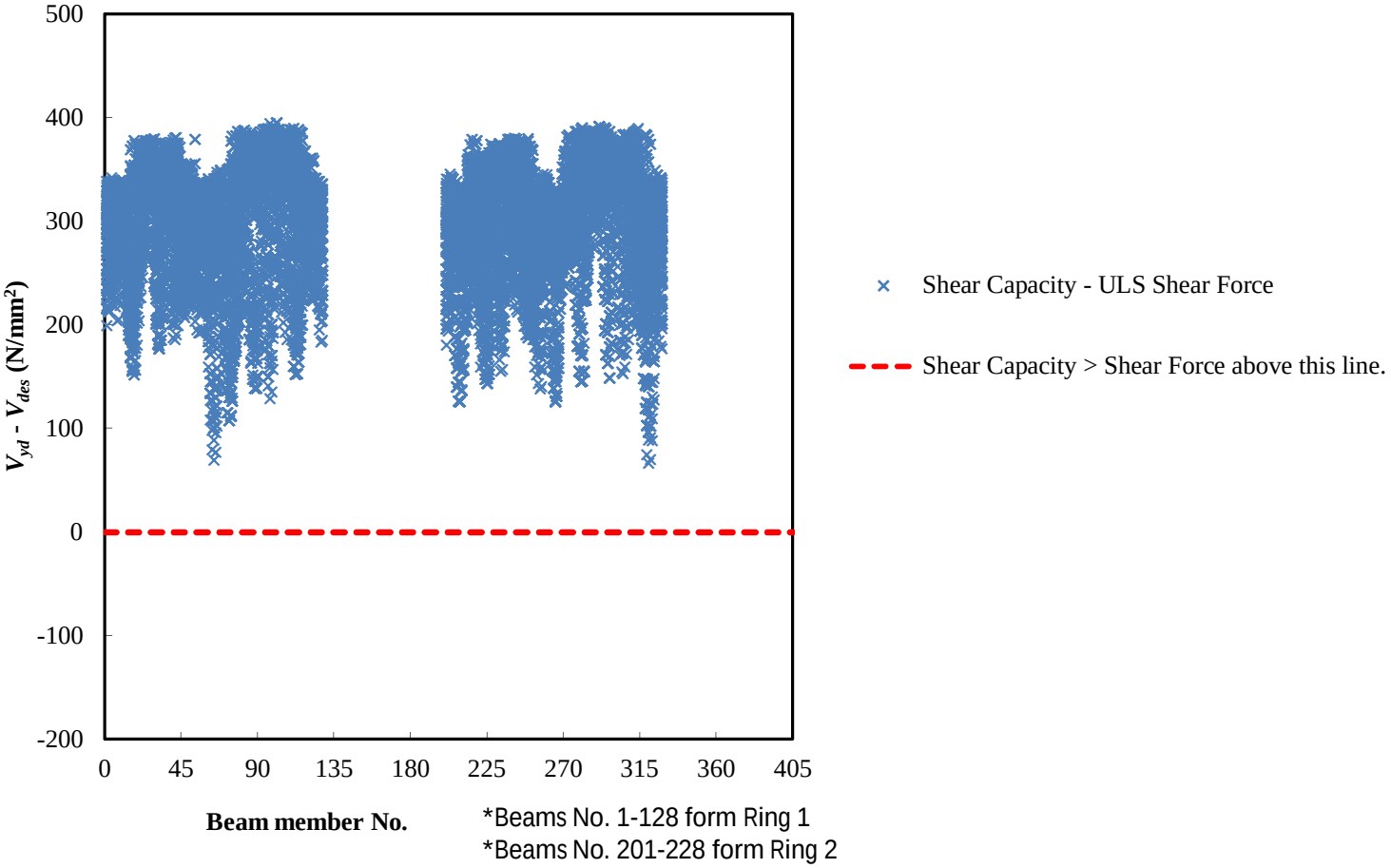
The shear capacity at a specific location of a beam member lies between the lower and the upper bound values. It depends on the corresponding applied axial of the beam member, where

$$\beta_n = 1 + 2\ M_o / M_{ud} = 1 + N'_d\ h / (3\ M_{ud})$$ — Equ. 9.2.5

the shear capacity (accounted the axial load) minus the applied shear force is presented on the shear capacity check diagram.

Equ. C4.1.2

R.C. Checking (Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level)
Full Shear Case
Shear Capacity Check



*Beams No. 1-128 form Ring 1
*Beams No. 201-228 form Ring 2

Calculation | **Note**

Bending and Axial Force Interactions

Material information

f_{ck} = 48 N/mm²

f_y = 390 N/mm²

Material factor of steel γ_s = 1.00

Material factor of concrete γ_c = 1.20

Structural analysis factor = 1.10

Structure factor = 1.30

Member factor for bending $\gamma_{b\ (Moment)}$ = 1.10

Member factor for shear $\gamma_{b\ (Shear)}$ = 1.30

Member factor for compression $\gamma_{b\ (Compression)}$ = 1.30

Section information

h = 300 mm

b = 1074 mm

Cover

External = 40 mm

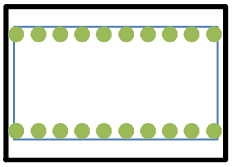
Internal = 40 mm

Sides = 40 mm

Effective depth (for sagging moment)

d = 300 - 40 - 22/2 - 14 = 235 mm

d' = 40 + 16/2 + 14 = 62 mm



Effective depth (for hogging moment)

d = 300 - 40 - 16/2 - 14 = 238 mm

d' = 40 + 22/2 + 14 = 65 mm

Reinforcement

	Bar Ø	No.	Area (mm²)	Steel Percentage (%)	Spacing (mm)
External (Hog)	16	10	2011	0.624	99
Internal (Sag)	22	10	3801	1.180	99
Shear Link/ Distribution Bar	14	18	2771	0.860	203

Distribution bar at outter layer.

Loading

N'_{oud} = 10170.4 kN

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st})/\gamma_b$$

Eq. 9.2.1

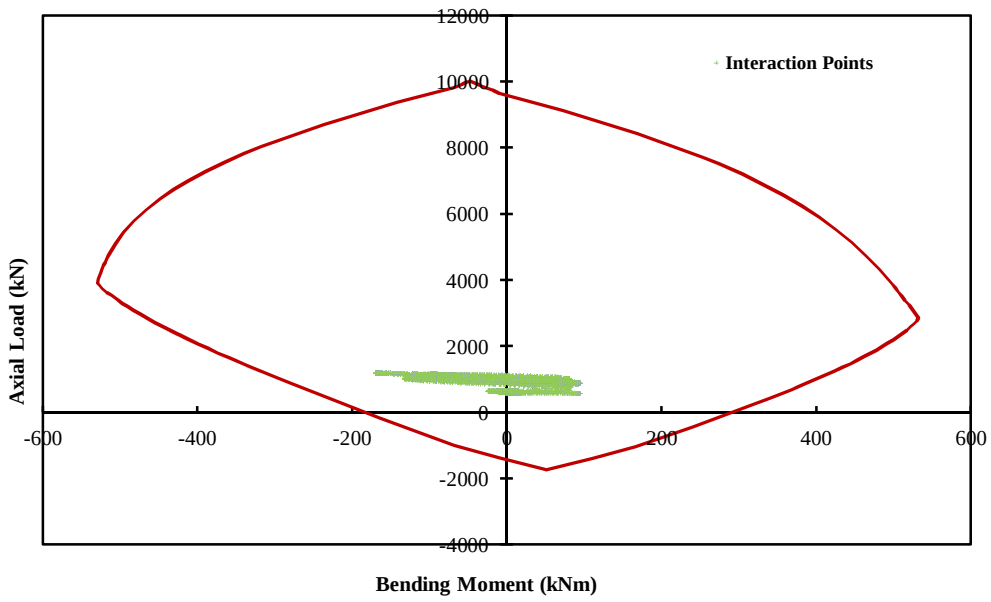
Max. Axial load (N) = kN

Min. Axial load (N) = kN

Max. Moment (M) = kNm

Min. Moment (M) = kNm

N:M interaction chart for 300 x 1074 section, fck = 48MPa concrete



Calculation	Note

Shear Reinforcement

Height h = 300 mm
Width b = 1074 mm

Strength of steel f_y = 390 N/mm^2
Strength of concrete f_{ck} = 48 N/mm^2
Cover c = 40 mm

Tension bar provided 10 nos. 1 T 22 (Sagging moment)
10 nos. 1 T 16 (Hogging moment)

Diameter of shear link = 14 mm
no. of shear links = 18

According to JSCE Guideline for Concrete Section 9.2.2.2,

β_d = 1.44
β_p = 1.15 (sag) 0.92 (hog)
β_n = 1 When Axial Load = 0.
f_{vcd} = 0.68 N/mm^2 ≤ 0.72

z = 204.35 mm (sag) 206.96 mm (hog)
f_{wyd} = 390.00 N/mm^2
S_S = 0.20 m (Segment length 3.74 m)

Pure Flexural Capacity without consideration of axial force

M_{ud} = 291.80 kNm
$M_o = N'_d\ h\ /\ 6$

Design Shear Capacity of Linear Member without shear reinforcing steel — Equ. 9.2.4

$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ =
= 218.3 kN (sag) (= 1.44 · 1.15 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 235/ 1.3)
= 178.1 kN (hog) (= 1.44 · 0.92 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 238/ 1.3)

$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd}\ /\ S_s) \cdot z\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ — Equ. 9.2.6
= 92.8 kN (sag) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 204.35/ 1.3)
= 94.0 kN (hog) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 206.96/ 1.3)

when β_n = 1.0, min (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (lower bound value)
= 311.1 kN (sag)
= 272.1 kN (hog)

when β_n = 2.0 max (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (upper bound value)
= 622.3 kN (sag)
= 544.2 kN (hog)

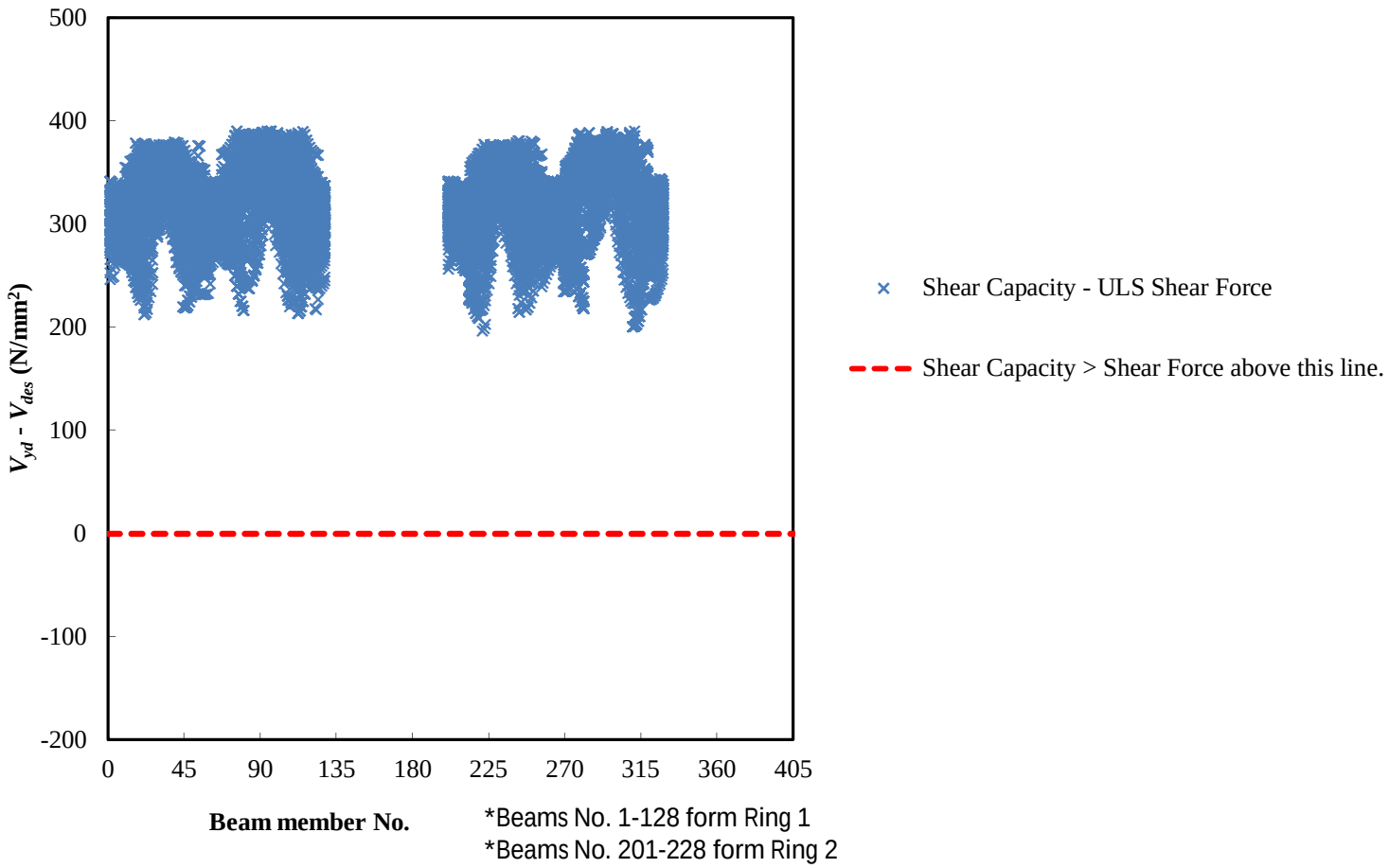
The shear capacity at a specific location of a beam member lies between the lower and the upper bound values. It depends on the corresponding applied axial of the beam member, where

$$\beta_n = 1 + 2\ M_o / M_{ud} = 1 + N'_d\ h / (3\ M_{ud})$$ — Equ. 9.2.5

the shear capacity (accounted the axial load) minus the applied shear force is presented on the shear capacity check diagram.

Equ. C4.1.2

R.C. Checking (Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level)
Zero Shear Case
Shear Capacity Check



Note

Bending and Axial Force Interactions

Material information

f_{ck} = 48 N/mm²
f_y = 390 N/mm²

Material factor of steel γ_s = 1.00
Material factor of concrete γ_c = 1.20

Structural analysis factor = 1.10
Structure factor = 1.30

Member factor for bending $\gamma_{b\ (Moment)}$ = 1.10
Member factor for shear $\gamma_{b\ (Shear)}$ = 1.30
Member factor for compression $\gamma_{b\ (Compression)}$ = 1.30

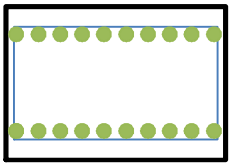
Section information

h = 300 mm
b = 1074 mm

Cover
External = 40 mm
Internal = 40 mm
Sides = 40 mm

Effective depth (for sagging moment)

d = 300 - 40 - 22/2 - 14 = 235 mm
d' = 40 + 16/2 + 14 = 62 mm



Effective depth (for hogging moment)

d = 300 - 40 - 16/2 - 14 = 238 mm
d' = 40 + 22/2 + 14 = 65 mm

Reinforcement

	Bar Ø	No.	Area (mm²)	Steel Percentage (%)	Spacing (mm)
External (Hog)	16	10	2011	0.624	99
Internal (Sag)	22	10	3801	1.180	99
Shear Link/ Distribution Bar	14	18	2771	0.860	203

Distribution bar at outter layer.

Loading

N'_{oud} = 10170.4 kN

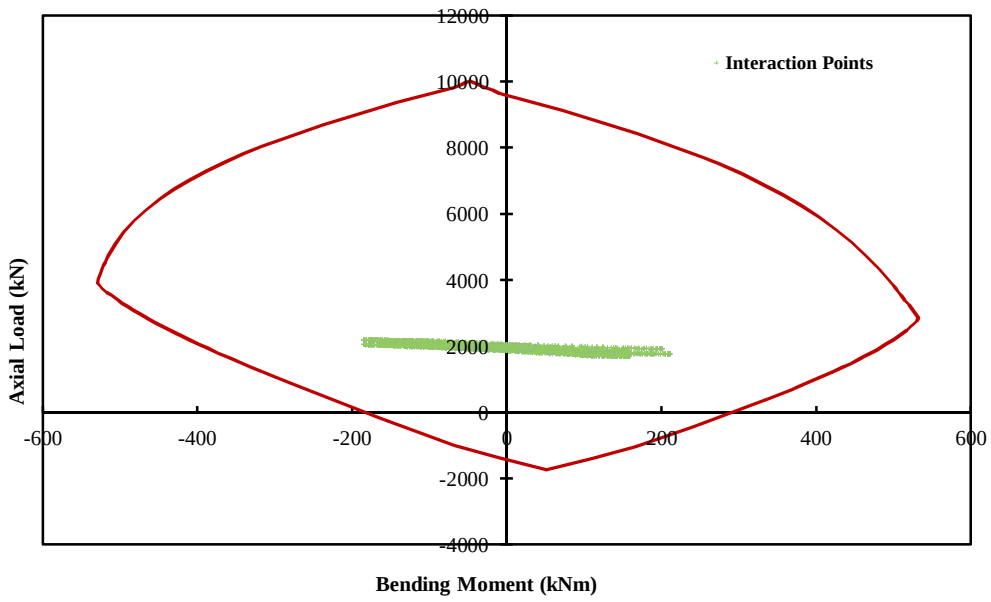
$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st})/\gamma_b$$

Eq. 9.2.1

Max. Axial load (N) = kN
Min. Axial load (N) = kN

Max. Moment (M) = kNm
Min. Moment (M) = kNm

N:M interaction chart for 300 x 1074 section, fck = 48MPa concrete



Note

Shear Reinforcement

Height h = 300 mm
Width b = 1074 mm

Strength of steel f_y = 390 N/mm^2
Strength of concrete f_{ck} = 48 N/mm^2
Cover c = 40 mm

Tension bar provided 10 nos. 1 T 22 (Sagging moment)
10 nos. 1 T 16 (Hogging moment)

Diameter of shear link = 14 mm
no. of shear links = 18

According to JSCE Guideline for Concrete Section 9.2.2.2,

β_d = 1.44
β_p = 1.15 (sag) 0.92 (hog)
β_n = 1 When Axial Load = 0.
f_{vcd} = 0.68 N/mm^2 ≤ 0.72

z = 204.35 mm (sag) 206.96 mm (hog)
f_{wyd} = 390.00 N/mm^2
S_S = 0.20 m (Segment length 3.74 m)

Pure Flexural Capacity without consideration of axial force

M_{ud} = 291.80 kNm
$M_o = N'_d\ h\ /\ 6$

Design Shear Capacity of Linear Member without shear reinforcing steel — Equ. 9.2.4

$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ =
= 218.3 kN (sag) (= 1.44 · 1.15 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 235/ 1.3)
= 178.1 kN (hog) (= 1.44 · 0.92 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 238/ 1.3)

$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd}\ /\ S_s) \cdot z\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ — Equ. 9.2.6
= 92.8 kN (sag) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 204.35/ 1.3)
= 94.0 kN (hog) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 206.96/ 1.3)

when β_n = 1.0, min (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (lower bound value)
= 311.1 kN (sag)
= 272.1 kN (hog)

when β_n = 2.0 max (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (upper bound value)
= 622.3 kN (sag)
= 544.2 kN (hog)

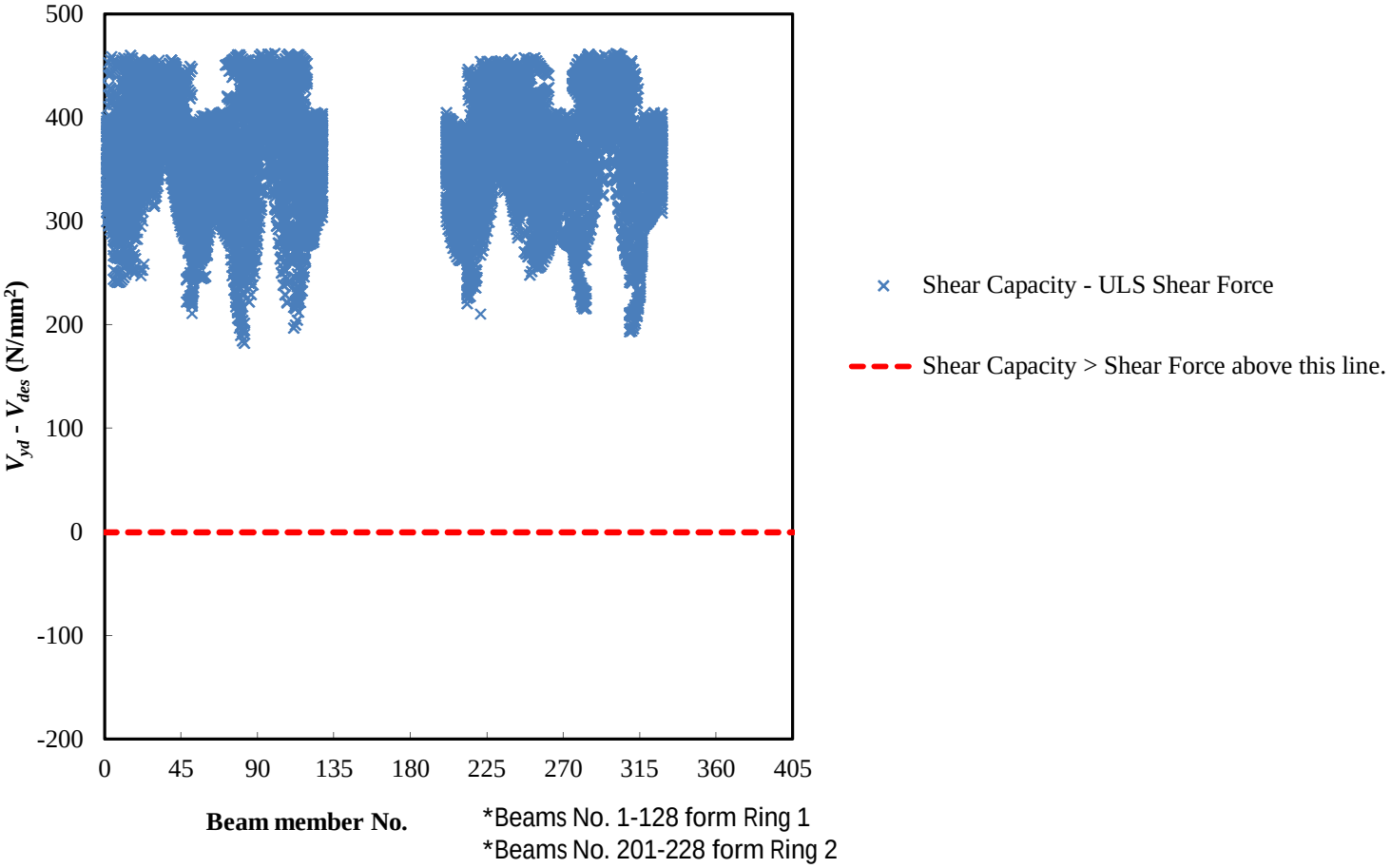
The shear capacity at a specific location of a beam member lies between the lower and the upper bound values. It depends on the corresponding applied axial of the beam member, where

$$\beta_n = 1 + 2\ M_o / M_{ud} = 1 + N'_d\ h / (3\ M_{ud})$$ — Equ. 9.2.5

the shear capacity (accounted the axial load) minus the applied shear force is presented on the shear capacity check diagram.

Equ. C4.1.2

R.C. Checking (Section B-B, East Bound Tunnel, Flood-water Level)
Zero Shear Case
Shear Capacity Check



*Beams No. 1-128 form Ring 1
*Beams No. 201-228 form Ring 2

Note

Material information

f_{ck} = 48 N/mm²
f_y = 390 N/mm²

Material factor of steel γ_s = 1.00
Material factor of concrete γ_c = 1.20

Structural analysis factor = 1.10
Structure factor = 1.30

Member factor for bending $\gamma_{b\ (Moment)}$ = 1.10
Member factor for shear $\gamma_{b\ (Shear)}$ = 1.30
Member factor for compression $\gamma_{b\ (Compression)}$ = 1.30

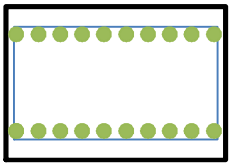
Section information

h = 300 mm
b = 1074 mm

Cover
External = 40 mm
Internal = 40 mm
Sides = 40 mm

Effective depth (for sagging moment)

d = 300 - 40 - 22/2 - 14 = 235 mm
d' = 40 + 16/2 + 14 = 62 mm



Effective depth (for hogging moment)

d = 300 - 40 - 16/2 - 14 = 238 mm
d' = 40 + 22/2 + 14 = 65 mm

Reinforcement

	Bar Ø	No.	Area (mm²)	Steel Percentage (%)	Spacing (mm)
External (Hog)	16	10	2011	0.624	99
Internal (Sag)	22	10	3801	1.180	99
Shear Link/ Distribution Bar	14	18	2771	0.860	203

Distribution bar at outter layer.

Loading

N'_{oud} = 10170.4 kN

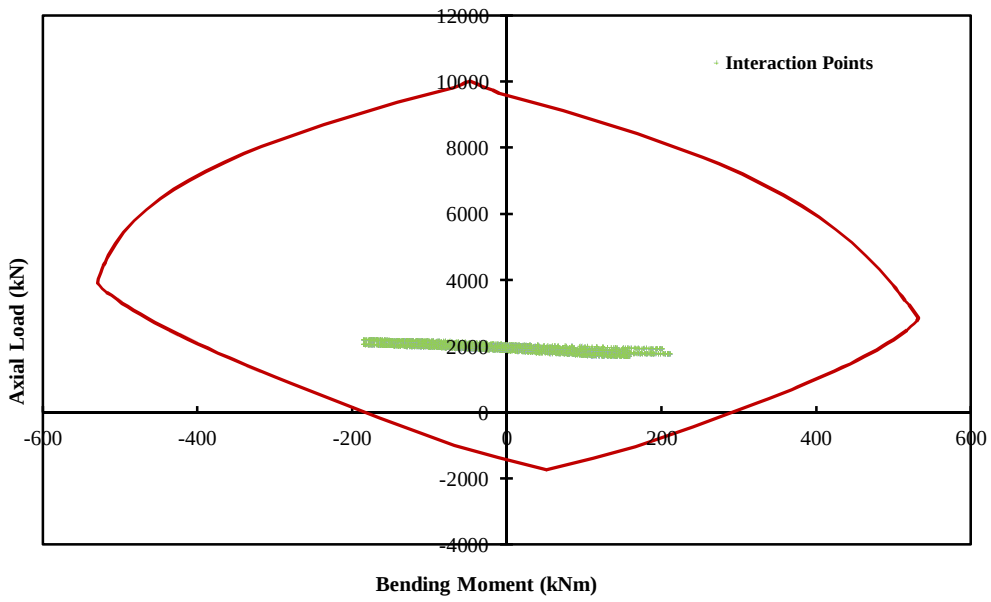
$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st})/\gamma_b$$

Eq. 9.2.1

Max. Axial load (N) = kN
Min. Axial load (N) = kN

Max. Moment (M) = kNm
Min. Moment (M) = kNm

N:M interaction chart for 300 x 1074 section, fck = 48MPa concrete



Note

Shear Reinforcement

Height h = 300 mm
Width b = 1074 mm

Strength of steel f_y = 390 N/mm^2
Strength of concrete f_{ck} = 48 N/mm^2
Cover c = 40 mm

Tension bar provided 10 nos. 1 T 22 (Sagging moment)
10 nos. 1 T 16 (Hogging moment)

Diameter of shear link = 14 mm
no. of shear links = 18

According to JSCE Guideline for Concrete Section 9.2.2.2,

β_d = 1.44
β_p = 1.15 (sag) 0.92 (hog)
β_n = 1 When Axial Load = 0.
f_{vcd} = 0.68 N/mm^2 ≤ 0.72

z = 204.35 mm (sag) 206.96 mm (hog)
f_{wyd} = 390.00 N/mm^2
S_S = 0.20 m (Segment length 3.74 m)

Pure Flexural Capacity without consideration of axial force

M_{ud} = 291.80 kNm
$M_o = N'_d\ h\ /\ 6$

Design Shear Capacity of Linear Member without shear reinforcing steel — Equ. 9.2.4

$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ =
= 218.3 kN (sag) (= 1.44 · 1.15 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 235/ 1.3)
= 178.1 kN (hog) (= 1.44 · 0.92 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 238/ 1.3)

$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd}\ /\ S_s) \cdot z\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ — Equ. 9.2.6
= 92.8 kN (sag) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 204.35/ 1.3)
= 94.0 kN (hog) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 206.96/ 1.3)

when β_n = 1.0, min (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (lower bound value)
= 311.1 kN (sag)
= 272.1 kN (hog)

when β_n = 2.0 max (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (upper bound value)
= 622.3 kN (sag)
= 544.2 kN (hog)

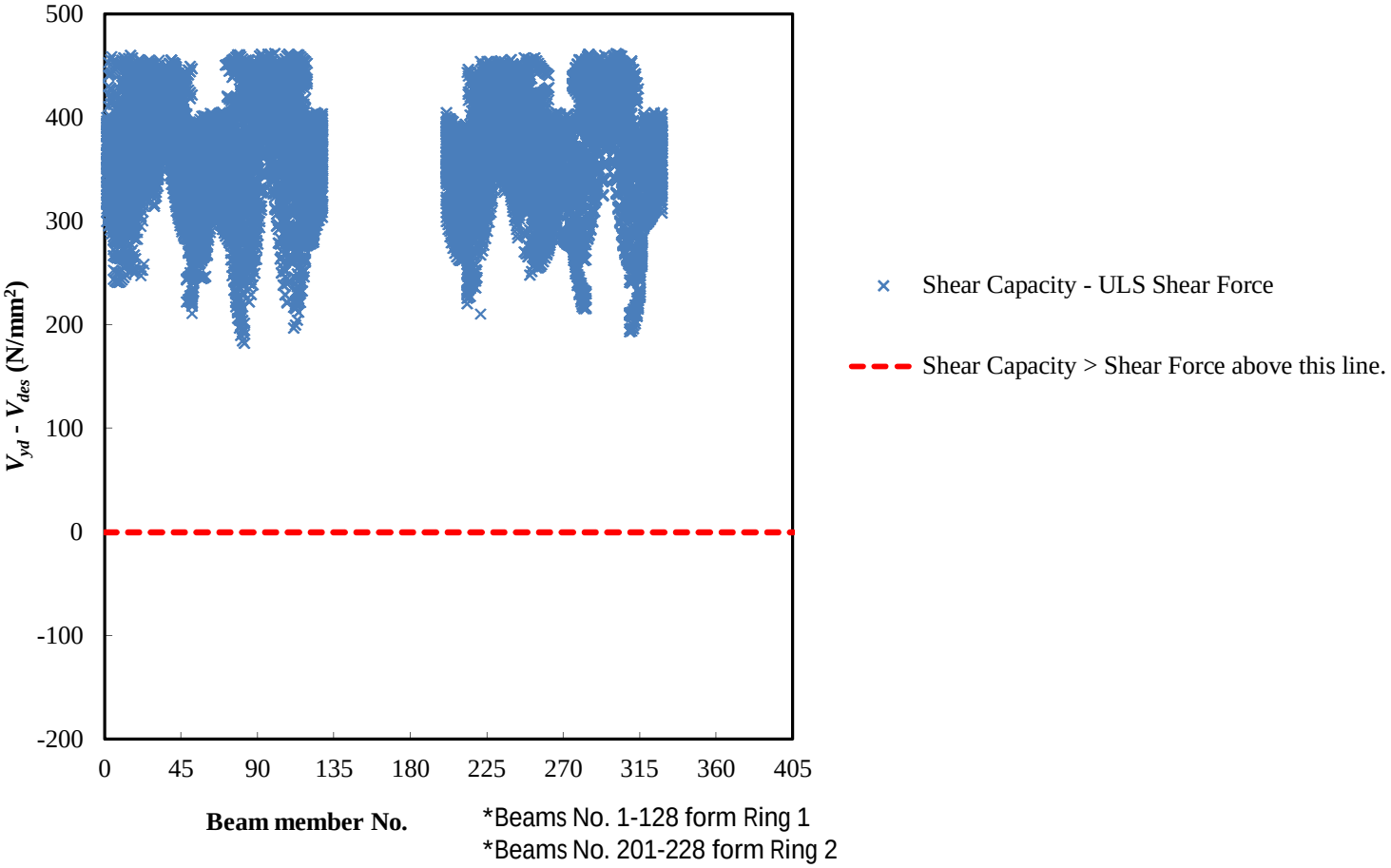
The shear capacity at a specific location of a beam member lies between the lower and the upper bound values. It depends on the corresponding applied axial of the beam member, where

$$\beta_n = 1 + 2\ M_o / M_{ud} = 1 + N'_d\ h / (3\ M_{ud})$$ — Equ. 9.2.5

the shear capacity (accounted the axial load) minus the applied shear force is presented on the shear capacity check diagram.

Equ. C4.1.2

R.C. Checking (Section B-B, East Bound Tunnel, Flood-water Level)
Zero Shear Case
Shear Capacity Check



*Beams No. 1-128 form Ring 1
*Beams No. 201-228 form Ring 2

Calculation | **Note**

Bending and Axial Force Interactions

Material information

f_{ck} = 48 N/mm²

f_y = 390 N/mm²

Material factor of steel γ_s = 1.00

Material factor of concrete γ_c = 1.20

Structural analysis factor = 1.10

Structure factor = 1.30

Member factor for bending $\gamma_{b\ (Moment)}$ = 1.10

Member factor for shear $\gamma_{b\ (Shear)}$ = 1.30

Member factor for compression $\gamma_{b\ (Compression)}$ = 1.30

Section information

h = 300 mm

b = 1074 mm

Cover

External = 40 mm

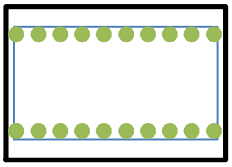
Internal = 40 mm

Sides = 40 mm

Effective depth (for sagging moment)

d = 300 - 40 - 22/2 - 14 = 235 mm

d' = 40 + 16/2 + 14 = 62 mm



Effective depth (for hogging moment)

d = 300 - 40 - 16/2 - 14 = 238 mm

d' = 40 + 22/2 + 14 = 65 mm

Reinforcement

	Bar Ø	No.	Area (mm²)	Steel Percentage (%)	Spacing (mm)
External (Hog)	16	10	2011	0.624	99
Internal (Sag)	22	10	3801	1.180	99
Shear Link/ Distribution Bar	14	18	2771	0.860	203

Distribution bar at outter layer.

Loading

N'_{oud} = 10170.4 kN

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st})/\gamma_b$$

Eq. 9.2.1

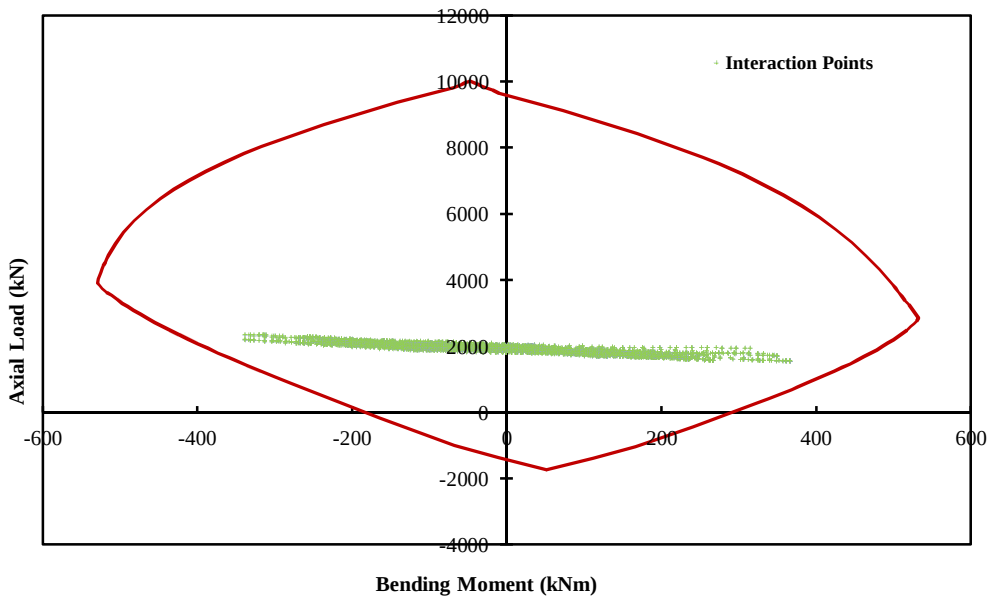
Max. Axial load (N) = kN

Min. Axial load (N) = kN

Max. Moment (M) = kNm

Min. Moment (M) = kNm

N:M interaction chart for 300 x 1074 section, fck = 48MPa concrete



Calculation	Note

Shear Reinforcement

Height h = 300 mm
Width b = 1074 mm

Strength of steel f_y = 390 N/mm^2
Strength of concrete f_{ck} = 48 N/mm^2
Cover c = 40 mm

Tension bar provided 10 nos. 1 T 22 (Sagging moment)
10 nos. 1 T 16 (Hogging moment)

Diameter of shear link = 14 mm
no. of shear links = 18

According to JSCE Guideline for Concrete Section 9.2.2.2,

β_d = 1.44
β_p = 1.15 (sag) 0.92 (hog)
β_n = 1 When Axial Load = 0.
f_{vcd} = 0.68 N/mm^2 ≤ 0.72

z = 204.35 mm (sag) 206.96 mm (hog)
f_{wyd} = 390.00 N/mm^2
S_S = 0.20 m (Segment length 3.74 m)

Pure Flexural Capacity without consideration of axial force

M_{ud} = 291.80 kNm
$M_o = N'_d\ h\ /\ 6$

Design Shear Capacity of Linear Member without shear reinforcing steel — Equ. 9.2.4

$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ =
= 218.3 kN (sag) (= 1.44 · 1.15 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 235/ 1.3)
= 178.1 kN (hog) (= 1.44 · 0.92 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 238/ 1.3)

$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd}\ /\ S_s) \cdot z\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ — Equ. 9.2.6
= 92.8 kN (sag) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 204.35/ 1.3)
= 94.0 kN (hog) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 206.96/ 1.3)

when β_n = 1.0, min (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (lower bound value)
= 311.1 kN (sag)
= 272.1 kN (hog)

when β_n = 2.0 max (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (upper bound value)
= 622.3 kN (sag)
= 544.2 kN (hog)

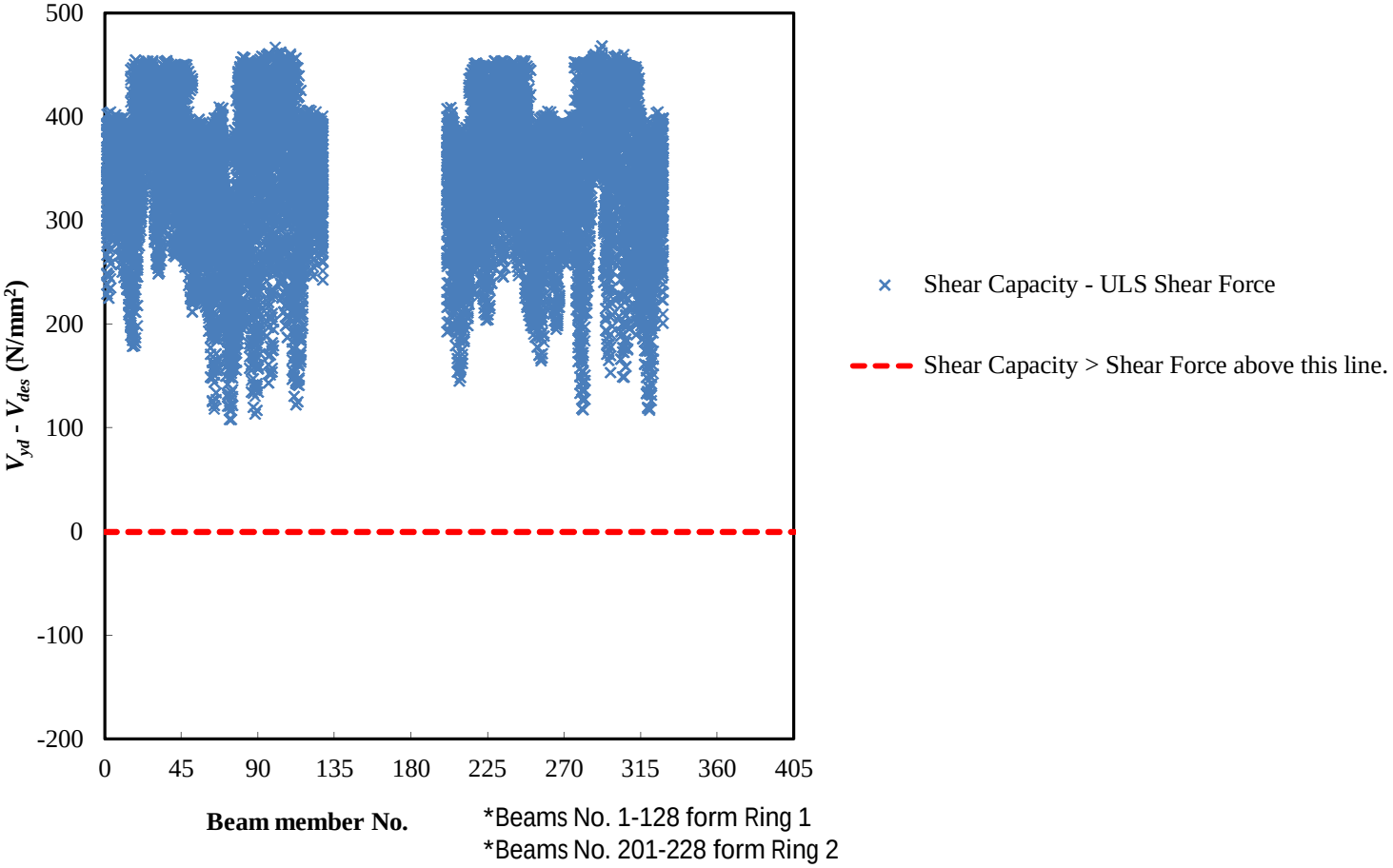
The shear capacity at a specific location of a beam member lies between the lower and the upper bound values. It depends on the corresponding applied axial of the beam member, where

$$\beta_n = 1 + 2\ M_o / M_{ud} = 1 + N'_d\ h / (3\ M_{ud})$$ — Equ. 9.2.5

the shear capacity (accounted the axial load) minus the applied shear force is presented on the shear capacity check diagram.

Equ. C4.1.2

R.C. Checking (Section B-B, East Bound Tunnel, High Groundwater Level)
Full Shear Case
Shear Capacity Check



*Beams No. 1-128 form Ring 1
*Beams No. 201-228 form Ring 2

Calculation | **Note**

Bending and Axial Force Interactions

Material information

f_{ck} = 48 N/mm²

f_y = 390 N/mm²

Material factor of steel γ_s = 1.00

Material factor of concrete γ_c = 1.20

Structural analysis factor = 1.10

Structure factor = 1.30

Member factor for bending $\gamma_{b\ (Moment)}$ = 1.10

Member factor for shear $\gamma_{b\ (Shear)}$ = 1.30

Member factor for compression $\gamma_{b\ (Compression)}$ = 1.30

Section information

h = 300 mm

b = 1074 mm

Cover

External = 40 mm

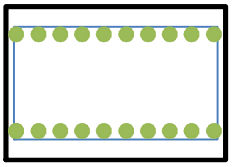
Internal = 40 mm

Sides = 40 mm

Effective depth (for sagging moment)

d = 300 - 40 - 22/2 - 14 = 235 mm

d' = 40 + 16/2 + 14 = 62 mm



Effective depth (for hogging moment)

d = 300 - 40 - 16/2 - 14 = 238 mm

d' = 40 + 22/2 + 14 = 65 mm

Reinforcement

	Bar Ø	No.	Area (mm²)	Steel Percentage (%)	Spacing (mm)
External (Hog)	16	10	2011	0.624	99
Internal (Sag)	22	10	3801	1.180	99
Shear Link/ Distribution Bar	14	18	2771	0.860	203

Distribution bar at outter layer.

Loading

N'_{oud} = 10170.4 kN

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st})/\gamma_b$$

Eq. 9.2.1

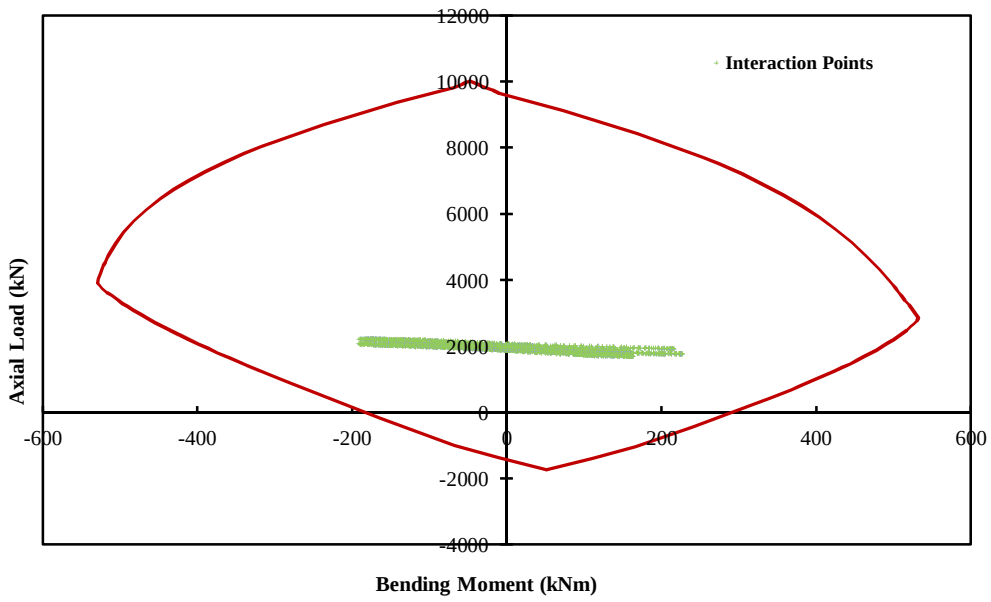
Max. Axial load (N) = kN

Min. Axial load (N) = kN

Max. Moment (M) = kNm

Min. Moment (M) = kNm

N:M interaction chart for 300 x 1074 section, fck = 48MPa concrete



Calculation	Note

Shear Reinforcement

Height h = 300 mm
Width b = 1074 mm

Strength of steel f_y = 390 N/mm^2
Strength of concrete f_{ck} = 48 N/mm^2
Cover c = 40 mm

Tension bar provided 10 nos. 1 T 22 (Sagging moment)
10 nos. 1 T 16 (Hogging moment)

Diameter of shear link = 14 mm
no. of shear links = 18

According to JSCE Guideline for Concrete Section 9.2.2.2,

β_d = 1.44
β_p = 1.15 (sag) 0.92 (hog)
β_n = 1 When Axial Load = 0.
f_{vcd} = 0.68 N/mm^2 ≤ 0.72

z = 204.35 mm (sag) 206.96 mm (hog)
f_{wyd} = 390.00 N/mm^2
S_S = 0.20 m (Segment length 3.74 m)

Pure Flexural Capacity without consideration of axial force

M_{ud} = 291.80 kNm
$M_o = N'_d\ h\ /\ 6$

Design Shear Capacity of Linear Member without shear reinforcing steel — Equ. 9.2.4

$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ =
= 218.3 kN (sag) (= 1.44 · 1.15 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 235/ 1.3)
= 178.1 kN (hog) (= 1.44 · 0.92 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 238/ 1.3)

$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd}\ /\ S_s) \cdot z\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ — Equ. 9.2.6
= 92.8 kN (sag) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 204.35/ 1.3)
= 94.0 kN (hog) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 206.96/ 1.3)

when β_n = 1.0, min (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (lower bound value)
= 311.1 kN (sag)
= 272.1 kN (hog)

when β_n = 2.0 max (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (upper bound value)
= 622.3 kN (sag)
= 544.2 kN (hog)

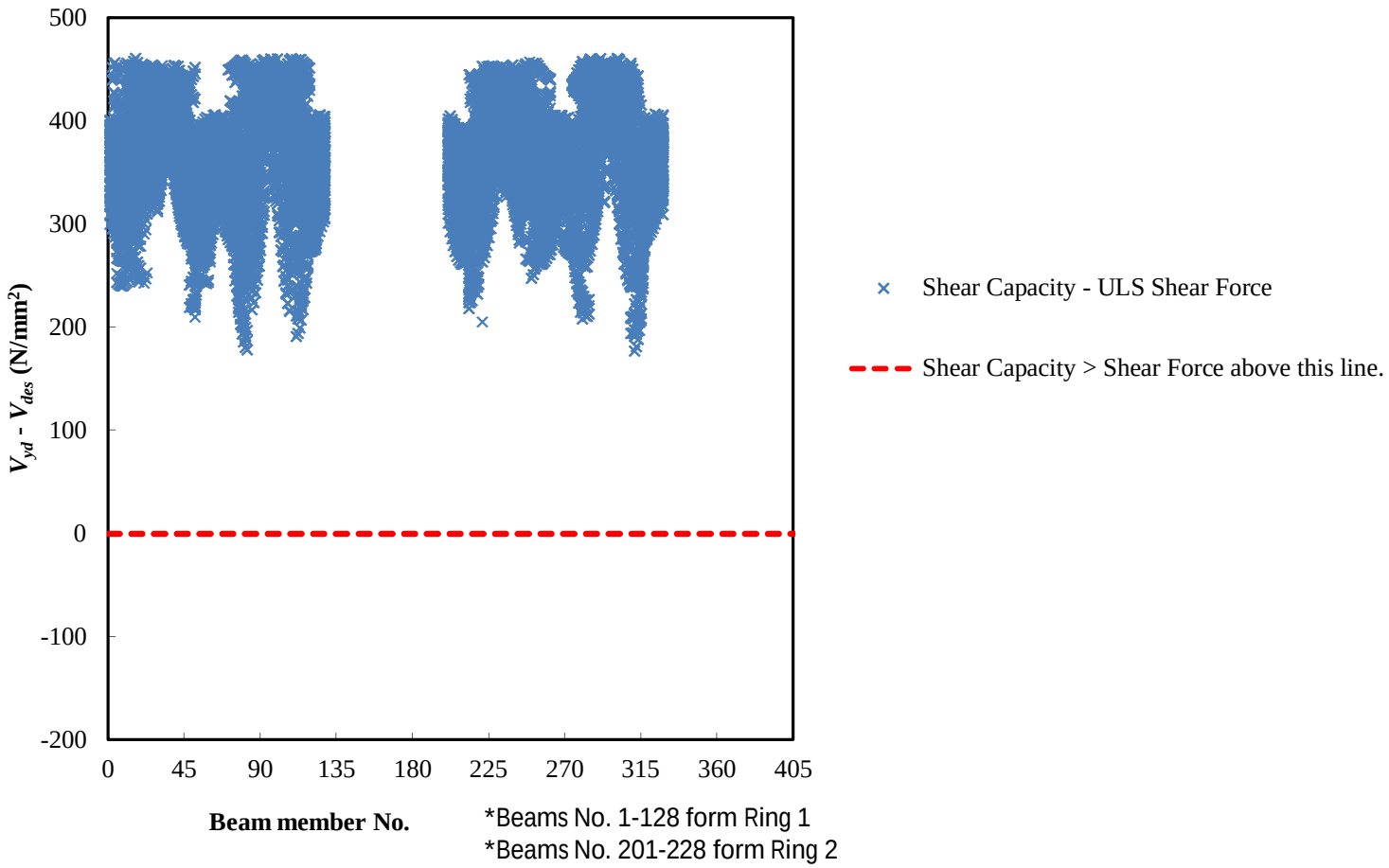
The shear capacity at a specific location of a beam member lies between the lower and the upper bound values. It depends on the corresponding applied axial of the beam member, where

$$\beta_n = 1 + 2\ M_o / M_{ud} = 1 + N'_d\ h / (3\ M_{ud})$$ — Equ. 9.2.5

the shear capacity (accounted the axial load) minus the applied shear force is presented on the shear capacity check diagram.

Equ. C4.1.2

R.C. Checking (Section B-B, East Bound Tunnel, High Groundwater Level)
Zero Shear Case
Shear Capacity Check



Calculation | **Note**

Bending and Axial Force Interactions

Material information

f_{ck} = 48 N/mm²

f_y = 390 N/mm²

Material factor of steel γ_s = 1.00

Material factor of concrete γ_c = 1.20

Structural analysis factor = 1.10

Structure factor = 1.30

Member factor for bending $\gamma_{b\ (Moment)}$ = 1.10

Member factor for shear $\gamma_{b\ (Shear)}$ = 1.30

Member factor for compression $\gamma_{b\ (Compression)}$ = 1.30

Section information

h = 300 mm

b = 1074 mm

Cover

External = 40 mm

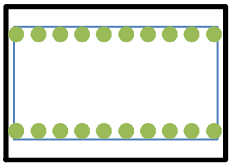
Internal = 40 mm

Sides = 40 mm

Effective depth (for sagging moment)

d = 300 - 40 - 22/2 - 14 = 235 mm

d' = 40 + 16/2 + 14 = 62 mm



Effective depth (for hogging moment)

d = 300 - 40 - 16/2 - 14 = 238 mm

d' = 40 + 22/2 + 14 = 65 mm

Reinforcement

	Bar Ø	No.	Area (mm²)	Steel Percentage (%)	Spacing (mm)
External (Hog)	16	10	2011	0.624	99
Internal (Sag)	22	10	3801	1.180	99
Shear Link/ Distribution Bar	14	18	2771	0.860	203

Distribution bar at outter layer.

Loading

N'_{oud} = 10170.4 kN

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st})/\gamma_b$$

Eq. 9.2.1

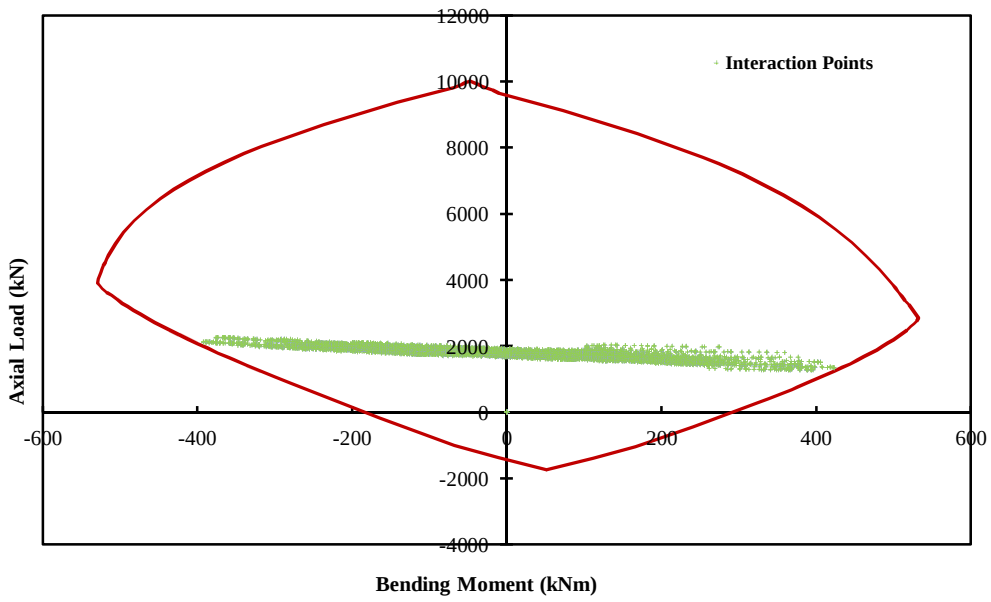
Max. Axial load (N) = kN

Min. Axial load (N) = kN

Max. Moment (M) = kNm

Min. Moment (M) = kNm

N:M interaction chart for 300 x 1074 section, fck = 48MPa concrete



Calculation	Note

Shear Reinforcement

Height h = 300 mm
Width b = 1074 mm

Strength of steel f_y = 390 N/mm^2
Strength of concrete f_{ck} = 48 N/mm^2
Cover c = 40 mm

Tension bar provided 10 nos. 1 T 22 (Sagging moment)
10 nos. 1 T 16 (Hogging moment)

Diameter of shear link = 14 mm
no. of shear links = 18

According to JSCE Guideline for Concrete Section 9.2.2.2,

β_d = 1.44
β_p = 1.15 (sag) 0.92 (hog)
β_n = 1 When Axial Load = 0.
f_{vcd} = 0.68 N/mm^2 ≤ 0.72

z = 204.35 mm (sag) 206.96 mm (hog)
f_{wyd} = 390.00 N/mm^2
S_S = 0.20 m (Segment length 3.74 m)

Pure Flexural Capacity without consideration of axial force

M_{ud} = 291.80 kNm
$M_o = N'_d\ h\ /\ 6$

Design Shear Capacity of Linear Member without shear reinforcing steel — Equ. 9.2.4

$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ =
= 218.3 kN (sag) (= 1.44 · 1.15 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 235/ 1.3)
= 178.1 kN (hog) (= 1.44 · 0.92 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 238/ 1.3)

$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd}\ /\ S_s) \cdot z\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ — Equ. 9.2.6
= 92.8 kN (sag) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 204.35/ 1.3)
= 94.0 kN (hog) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 206.96/ 1.3)

when β_n = 1.0, min (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (lower bound value)
= 311.1 kN (sag)
= 272.1 kN (hog)

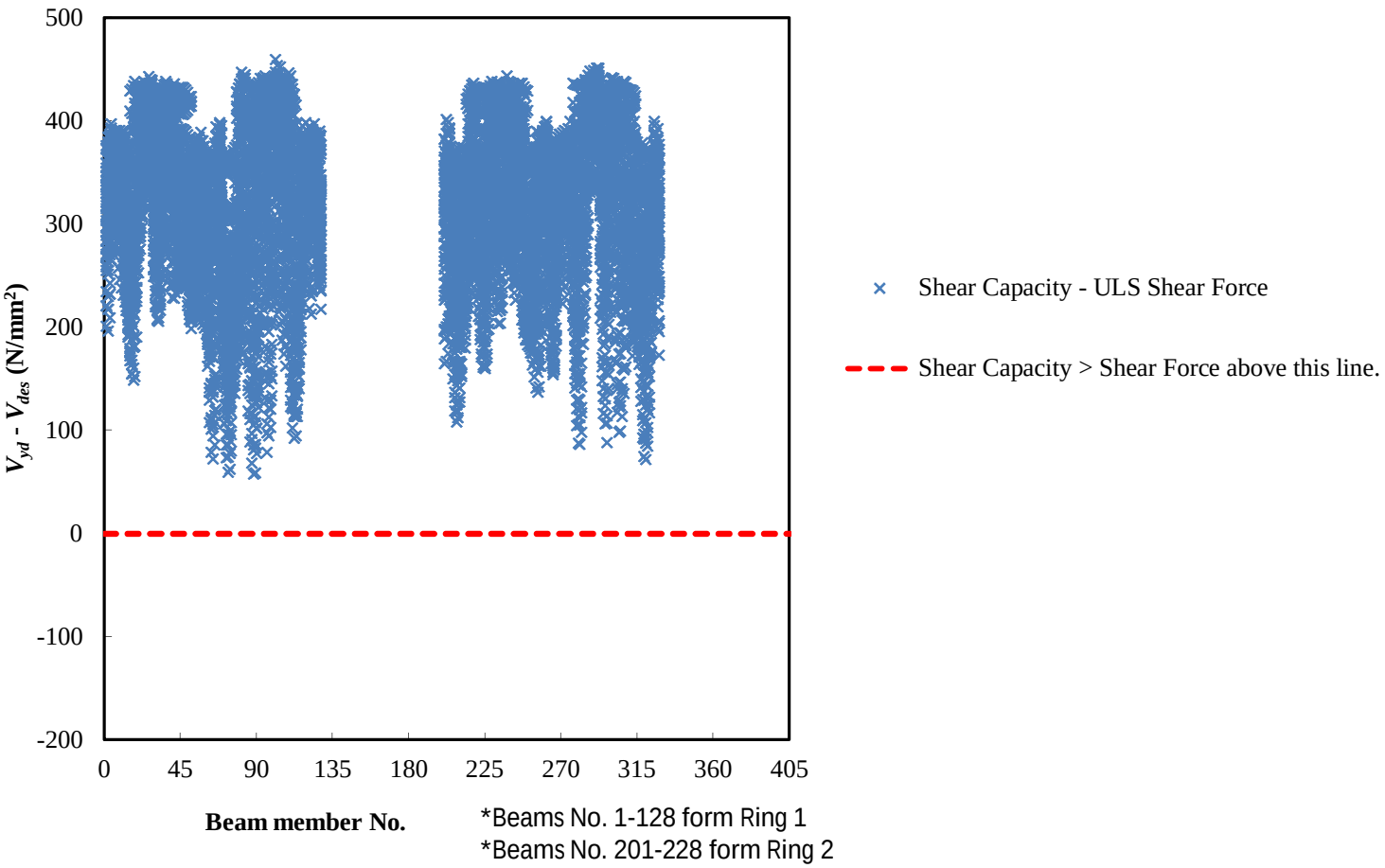
when β_n = 2.0 max (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (upper bound value)
= 622.3 kN (sag)
= 544.2 kN (hog)

The shear capacity at a specific location of a beam member lies between the lower and the upper bound values. It depends on the corresponding applied axial of the beam member, where

$$\beta_n = 1 + 2\ M_o / M_{ud} = 1 + N'_d\ h / (3\ M_{ud})$$ — Equ. 9.2.5

the shear capacity (accounted the axial load) minus the applied shear force is presented on the shear capacity check diagram. — Equ. C4.1.2

R.C. Checking (Section B-B, East Bound Tunnel, Low Groundwater Level)
Full Shear Case
Shear Capacity Check



Calculation | **Note**

Bending and Axial Force Interactions

Material information

f_{ck} = 48 N/mm²

f_y = 390 N/mm²

Material factor of steel γ_s = 1.00

Material factor of concrete γ_c = 1.20

Structural analysis factor = 1.10

Structure factor = 1.30

Member factor for bending $\gamma_{b\ (Moment)}$ = 1.10

Member factor for shear $\gamma_{b\ (Shear)}$ = 1.30

Member factor for compression $\gamma_{b\ (Compression)}$ = 1.30

Section information

h = 300 mm

b = 1074 mm

Cover

External = 40 mm

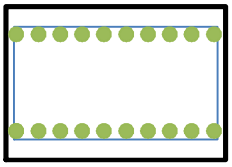
Internal = 40 mm

Sides = 40 mm

Effective depth (for sagging moment)

d = 300 - 40 - 22/2 - 14 = 235 mm

d' = 40 + 16/2 + 14 = 62 mm



Effective depth (for hogging moment)

d = 300 - 40 - 16/2 - 14 = 238 mm

d' = 40 + 22/2 + 14 = 65 mm

Reinforcement

	Bar Ø	No.	Area (mm²)	Steel Percentage (%)	Spacing (mm)
External (Hog)	16	10	2011	0.624	99
Internal (Sag)	22	10	3801	1.180	99
Shear Link/ Distribution Bar	14	18	2771	0.860	203

Distribution bar at outter layer.

Loading

N'_{oud} = 10170.4 kN

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st})/\gamma_b$$

Eq. 9.2.1

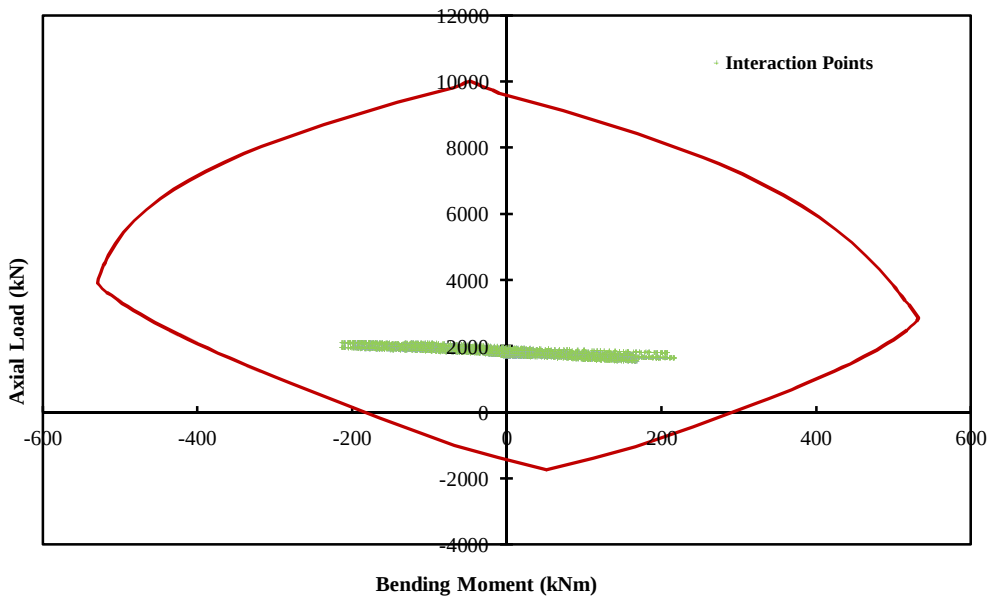
Max. Axial load (N) = kN

Min. Axial load (N) = kN

Max. Moment (M) = kNm

Min. Moment (M) = kNm

N:M interaction chart for 300 x 1074 section, fck = 48MPa concrete



Calculation	Note

Shear Reinforcement

Height h = 300 mm
Width b = 1074 mm

Strength of steel f_y = 390 N/mm^2
Strength of concrete f_{ck} = 48 N/mm^2
Cover c = 40 mm

Tension bar provided 10 nos. 1 T 22 (Sagging moment)
10 nos. 1 T 16 (Hogging moment)

Diameter of shear link = 14 mm
no. of shear links = 18

According to JSCE Guideline for Concrete Section 9.2.2.2,

β_d = 1.44
β_p = 1.15 (sag) 0.92 (hog)
β_n = 1 When Axial Load = 0.
f_{vcd} = 0.68 N/mm^2 ≤ 0.72

z = 204.35 mm (sag) 206.96 mm (hog)
f_{wyd} = 390.00 N/mm^2
S_S = 0.20 m (Segment length 3.74 m)

Pure Flexural Capacity without consideration of axial force

M_{ud} = 291.80 kNm
$M_o = N'_d\ h\ /\ 6$

Design Shear Capacity of Linear Member without shear reinforcing steel — Equ. 9.2.4

$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ =
= 218.3 kN (sag) (= 1.44 · 1.15 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 235/ 1.3)
= 178.1 kN (hog) (= 1.44 · 0.92 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 238/ 1.3)

$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd}\ /\ S_s) \cdot z\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ — Equ. 9.2.6
= 92.8 kN (sag) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 204.35/ 1.3)
= 94.0 kN (hog) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 206.96/ 1.3)

when β_n = 1.0, min (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (lower bound value)
= 311.1 kN (sag)
= 272.1 kN (hog)

when β_n = 2.0 max (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (upper bound value)
= 622.3 kN (sag)
= 544.2 kN (hog)

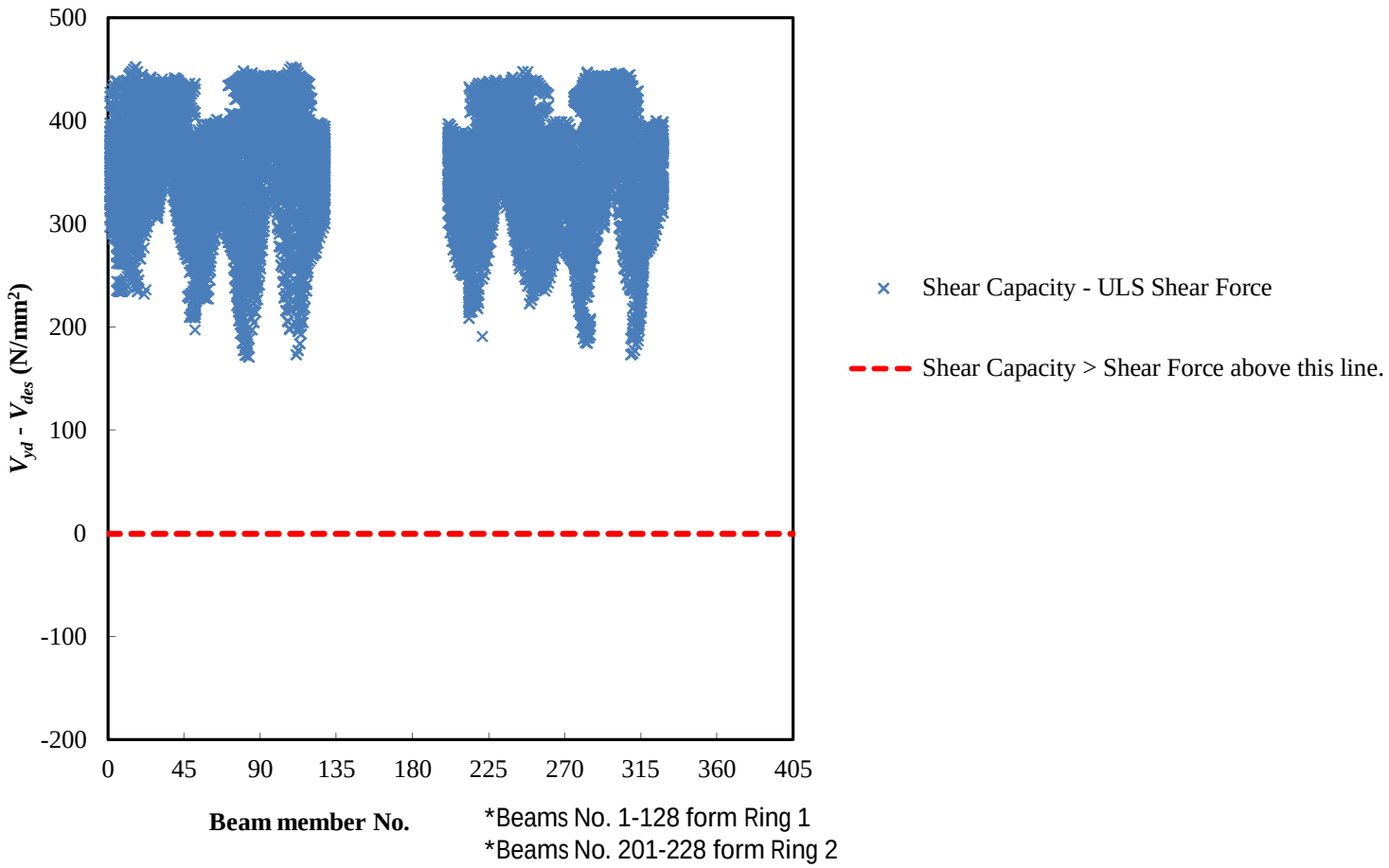
The shear capacity at a specific location of a beam member lies between the lower and the upper bound values. It depends on the corresponding applied axial of the beam member, where

$$\beta_n = 1 + 2\ M_o / M_{ud} = 1 + N'_d\ h / (3\ M_{ud})$$ — Equ. 9.2.5

the shear capacity (accounted the axial load) minus the applied shear force is presented on the shear capacity check diagram.

Equ. C4.1.2

R.C. Checking (Section B-B, East Bound Tunnel, Low Groundwater Level)
Zero Shear Case
Shear Capacity Check



Calculation | **Note**

Bending and Axial Force Interactions

Material information

f_{ck} = 48 N/mm²

f_y = 390 N/mm²

Material factor of steel γ_s = 1.00

Material factor of concrete γ_c = 1.20

Structural analysis factor = 1.10

Structure factor = 1.30

Member factor for bending $\gamma_{b\ (Moment)}$ = 1.10

Member factor for shear $\gamma_{b\ (Shear)}$ = 1.30

Member factor for compression $\gamma_{b\ (Compression)}$ = 1.30

Section information

h = 300 mm

b = 1074 mm

Cover

External = 40 mm

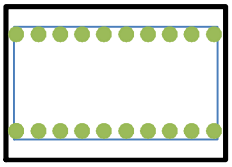
Internal = 40 mm

Sides = 40 mm

Effective depth (for sagging moment)

d = 300 - 40 - 22/2 - 14 = 235 mm

d' = 40 + 16/2 + 14 = 62 mm



Effective depth (for hogging moment)

d = 300 - 40 - 16/2 - 14 = 238 mm

d' = 40 + 22/2 + 14 = 65 mm

Reinforcement

	Bar Ø	No.	Area (mm²)	Steel Percentage (%)	Spacing (mm)
External (Hog)	16	10	2011	0.624	99
Internal (Sag)	22	10	3801	1.180	99
Shear Link/ Distribution Bar	14	18	2771	0.860	203

Distribution bar at outter layer.

Loading

N'_{oud} = 10170.4 kN

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st})/\gamma_b$$

Eq. 9.2.1

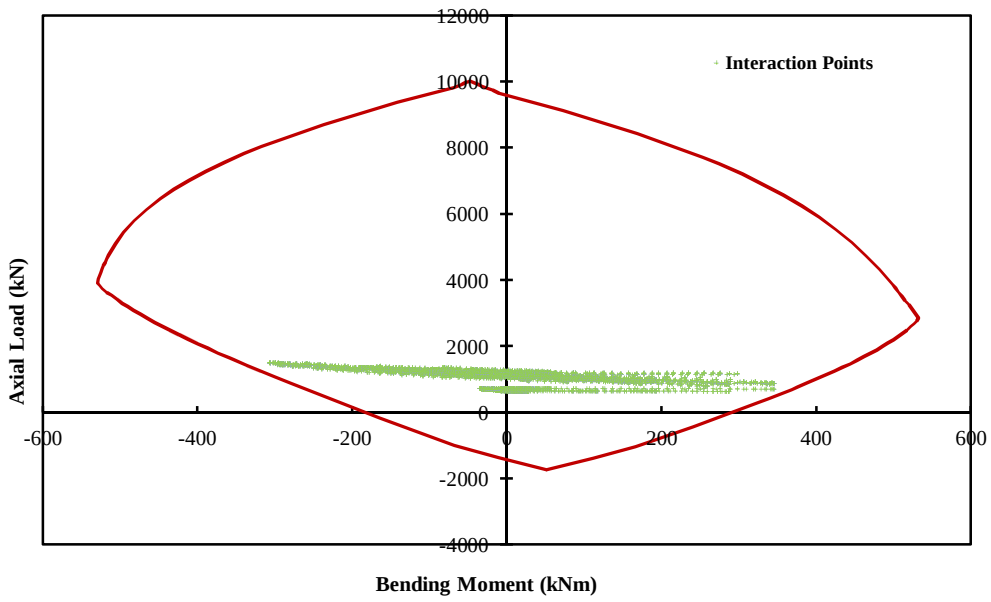
Max. Axial load (N) = kN

Min. Axial load (N) = kN

Max. Moment (M) = kNm

Min. Moment (M) = kNm

N:M interaction chart for 300 x 1074 section, fck = 48MPa concrete



Calculation	Note

Shear Reinforcement

Height h = 300 mm
Width b = 1074 mm

Strength of steel f_y = 390 N/mm^2
Strength of concrete f_{ck} = 48 N/mm^2
Cover c = 40 mm

Tension bar provided 10 nos. 1 T 22 (Sagging moment)
10 nos. 1 T 16 (Hogging moment)

Diameter of shear link = 14 mm
no. of shear links = 18

According to JSCE Guideline for Concrete Section 9.2.2.2,

β_d = 1.44
β_p = 1.15 (sag) 0.92 (hog)
β_n = 1 When Axial Load = 0.
f_{vcd} = 0.68 N/mm^2 ≤ 0.72

z = 204.35 mm (sag) 206.96 mm (hog)
f_{wyd} = 390.00 N/mm^2
S_S = 0.20 m (Segment length 3.74 m)

Pure Flexural Capacity without consideration of axial force

M_{ud} = 291.80 kNm
$M_o = N'_d\ h\ /\ 6$

Design Shear Capacity of Linear Member without shear reinforcing steel — Equ. 9.2.4

$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ =
= 218.3 kN (sag) (= 1.44 · 1.15 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 235/ 1.3)
= 178.1 kN (hog) (= 1.44 · 0.92 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 238/ 1.3)

$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd}\ /\ S_s) \cdot z\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ — Equ. 9.2.6
= 92.8 kN (sag) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 204.35/ 1.3)
= 94.0 kN (hog) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 206.96/ 1.3)

when β_n = 1.0, min (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (lower bound value)
= 311.1 kN (sag)
= 272.1 kN (hog)

when β_n = 2.0 max (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (upper bound value)
= 622.3 kN (sag)
= 544.2 kN (hog)

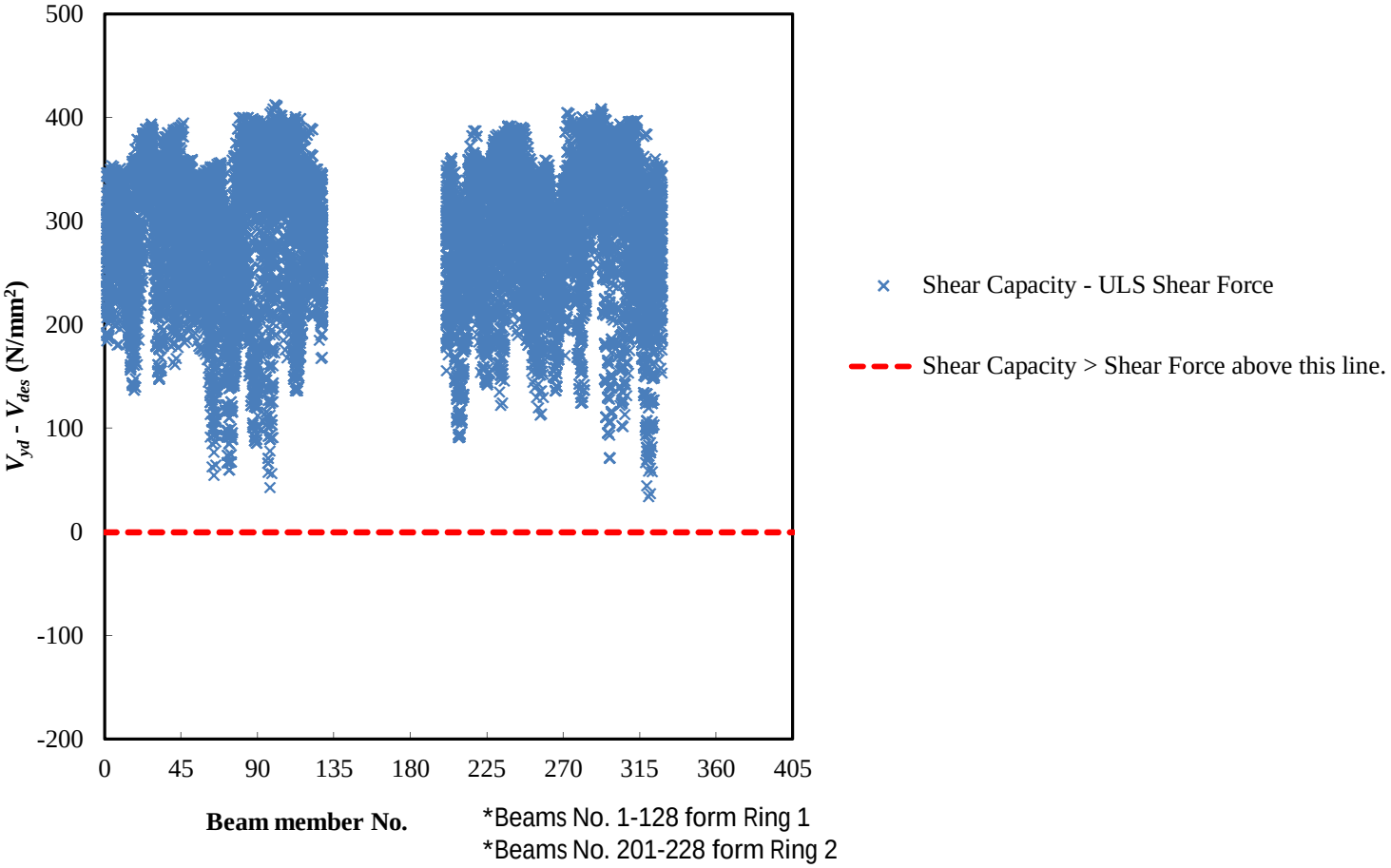
The shear capacity at a specific location of a beam member lies between the lower and the upper bound values. It depends on the corresponding applied axial of the beam member, where

$$\beta_n = 1 + 2\ M_o / M_{ud} = 1 + N'_d\ h / (3\ M_{ud})$$ — Equ. 9.2.5

the shear capacity (accounted the axial load) minus the applied shear force is presented on the shear capacity check diagram.

Equ. C4.1.2

R.C. Checking (Section B-B, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level)
Full Shear Case
Shear Capacity Check



*Beams No. 1-128 form Ring 1
*Beams No. 201-228 form Ring 2

Calculation | **Note**

Bending and Axial Force Interactions

Material information

f_{ck} = 48 N/mm²

f_y = 390 N/mm²

Material factor of steel γ_s = 1.00

Material factor of concrete γ_c = 1.20

Structural analysis factor = 1.10

Structure factor = 1.30

Member factor for bending $\gamma_{b\ (Moment)}$ = 1.10

Member factor for shear $\gamma_{b\ (Shear)}$ = 1.30

Member factor for compression $\gamma_{b\ (Compression)}$ = 1.30

Section information

h = 300 mm

b = 1074 mm

Cover

External = 40 mm

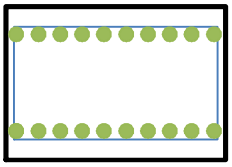
Internal = 40 mm

Sides = 40 mm

Effective depth (for sagging moment)

d = 300 - 40 - 22/2 - 14 = 235 mm

d' = 40 + 16/2 + 14 = 62 mm



Effective depth (for hogging moment)

d = 300 - 40 - 16/2 - 14 = 238 mm

d' = 40 + 22/2 + 14 = 65 mm

Reinforcement

	Bar Ø	No.	Area (mm²)	Steel Percentage (%)	Spacing (mm)
External (Hog)	16	10	2011	0.624	99
Internal (Sag)	22	10	3801	1.180	99
Shear Link/ Distribution Bar	14	18	2771	0.860	203

Distribution bar at outter layer.

Loading

N'_{oud} = 10170.4 kN

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st})/\gamma_b$$

Eq. 9.2.1

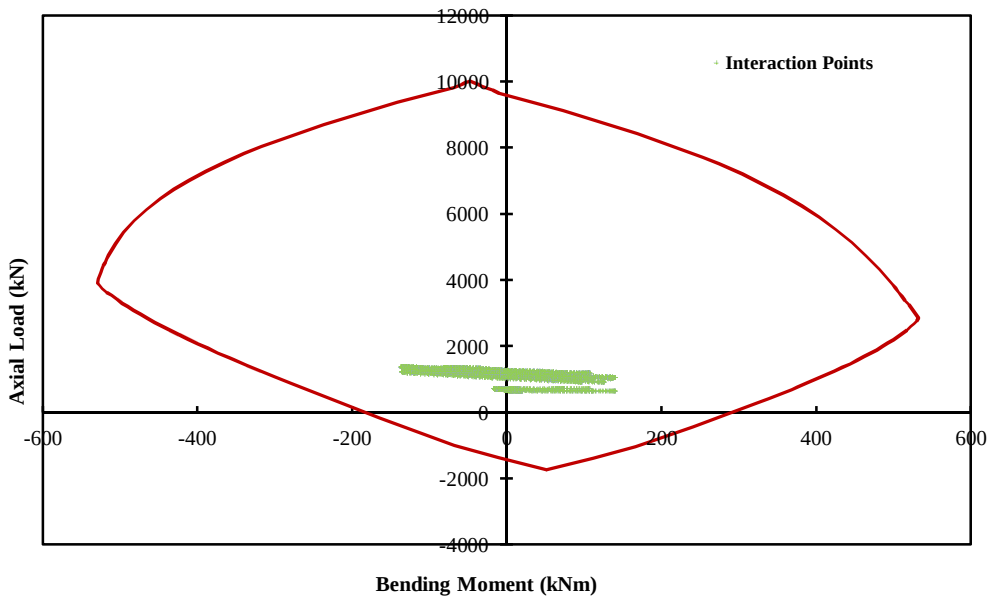
Max. Axial load (N) = kN

Min. Axial load (N) = kN

Max. Moment (M) = kNm

Min. Moment (M) = kNm

N:M interaction chart for 300 x 1074 section, fck = 48MPa concrete



Calculation	Note

Shear Reinforcement

Height h = 300 mm
Width b = 1074 mm

Strength of steel f_y = 390 N/mm^2
Strength of concrete f_{ck} = 48 N/mm^2
Cover c = 40 mm

Tension bar provided 10 nos. 1 T 22 (Sagging moment)
10 nos. 1 T 16 (Hogging moment)

Diameter of shear link = 14 mm
no. of shear links = 18

According to JSCE Guideline for Concrete Section 9.2.2.2,

β_d = 1.44
β_p = 1.15 (sag) 0.92 (hog)
β_n = 1 When Axial Load = 0.
f_{vcd} = 0.68 N/mm^2 ≤ 0.72

z = 204.35 mm (sag) 206.96 mm (hog)
f_{wyd} = 390.00 N/mm^2
S_S = 0.20 m (Segment length 3.74 m)

Pure Flexural Capacity without consideration of axial force

M_{ud} = 291.80 kNm
$M_o = N'_d\, h\, / 6$

Design Shear Capacity of Linear Member without shear reinforcing steel — Equ. 9.2.4

$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_{b\,(Shear)}$ =
= 218.3 kN (sag) (= 1.44 · 1.15 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 235/ 1.3)
= 178.1 kN (hog) (= 1.44 · 0.92 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 238/ 1.3)

$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd} / S_s) \cdot z / \gamma_{b\,(Shear)}$ — Equ. 9.2.6
= 92.8 kN (sag) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 204.35/ 1.3)
= 94.0 kN (hog) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 206.96/ 1.3)

when β_n = 1.0, min (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (lower bound value)
= 311.1 kN (sag)
= 272.1 kN (hog)

when β_n = 2.0 max (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (upper bound value)
= 622.3 kN (sag)
= 544.2 kN (hog)

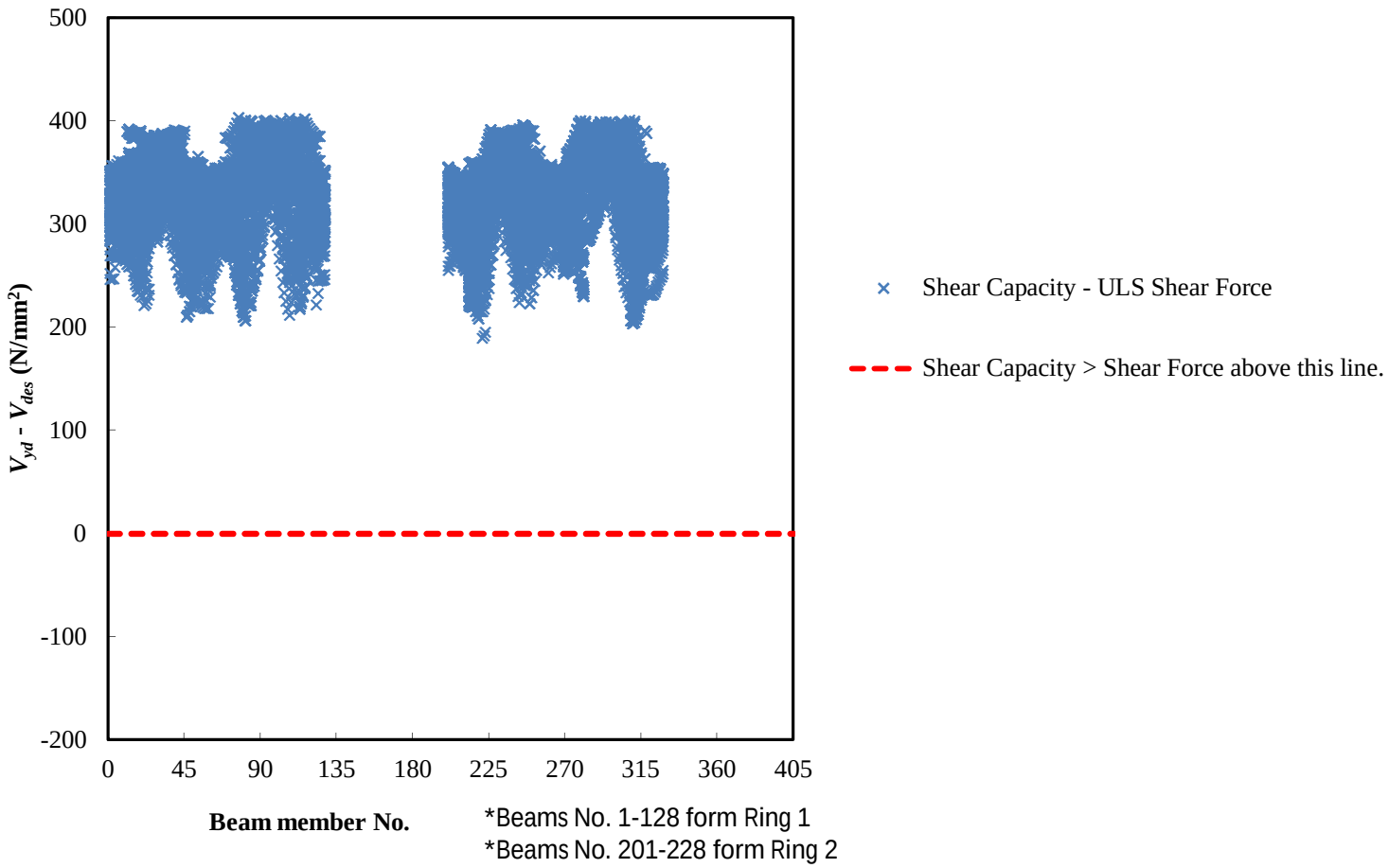
The shear capacity at a specific location of a beam member lies between the lower and the upper bound values. It depends on the corresponding applied axial of the beam member, where

$$\beta_n = 1 + 2\, M_o / M_{ud} = 1 + N'_d\, h / (3\, M_{ud})$$ — Equ. 9.2.5

the shear capacity (accounted the axial load) minus the applied shear force is presented on the shear capacity check diagram.

Equ. C4.1.2

R.C. Checking (Section B-B, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level)
Zero Shear Case
Shear Capacity Check



Calculation | **Note**

Bending and Axial Force Interactions

Material information

f_{ck} = 48 N/mm²

f_y = 390 N/mm²

Material factor of steel γ_s = 1.00

Material factor of concrete γ_c = 1.20

Structural analysis factor = 1.10

Structure factor = 1.30

Member factor for bending $\gamma_{b\ (Moment)}$ = 1.10

Member factor for shear $\gamma_{b\ (Shear)}$ = 1.30

Member factor for compression $\gamma_{b\ (Compression)}$ = 1.30

Section information

h = 300 mm

b = 1074 mm

Cover

External = 40 mm

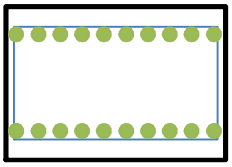
Internal = 40 mm

Sides = 40 mm

Effective depth (for sagging moment)

d = 300 - 40 - 22/2 - 14 = 235 mm

d' = 40 + 16/2 + 14 = 62 mm



Effective depth (for hogging moment)

d = 300 - 40 - 16/2 - 14 = 238 mm

d' = 40 + 22/2 + 14 = 65 mm

Reinforcement

	Bar Ø	No.	Area (mm²)	Steel Percentage (%)	Spacing (mm)
External (Hog)	16	10	2011	0.624	99
Internal (Sag)	22	10	3801	1.180	99
Shear Link/ Distribution Bar	14	18	2771	0.860	60

Distribution bar at outter layer.

Loading

N'_{oud} = 10170.4 kN

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st})/\gamma_b$$

Eq. 9.2.1

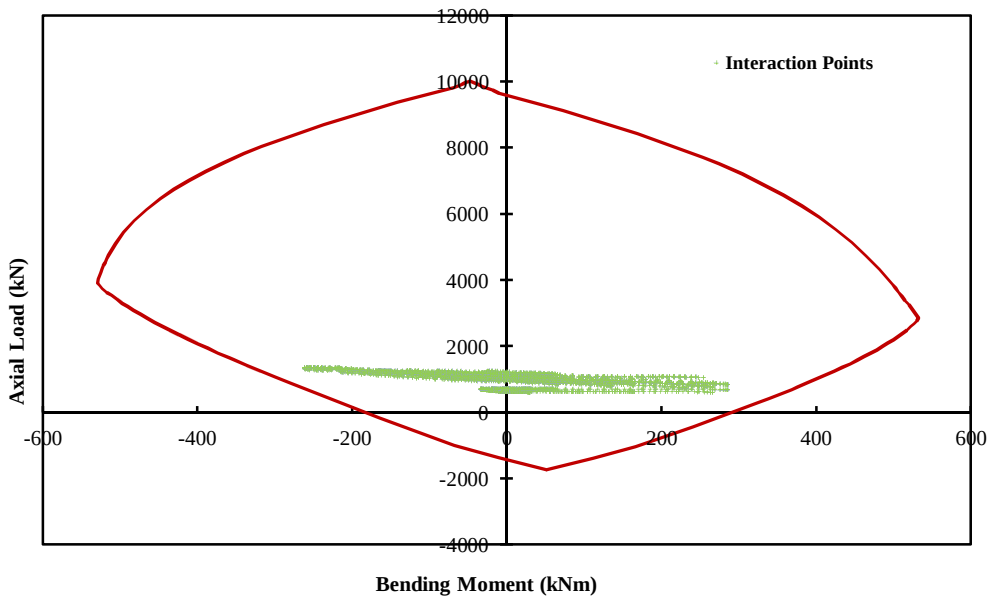
Max. Axial load (N) = kN

Min. Axial load (N) = kN

Max. Moment (M) = kNm

Min. Moment (M) = kNm

N:M interaction chart for 300 x 1074 section, fck = 48MPa concrete



Calculation	Note

Shear Reinforcement

Height h = 300 mm
Width b = 1074 mm

Strength of steel f_y = 390 N/mm^2
Strength of concrete f_{ck} = 48 N/mm^2
Cover c = 40 mm

Tension bar provided 10 nos. 1 T 22 (Sagging moment)
10 nos. 1 T 16 (Hogging moment)

Diameter of shear link = 14 mm
no. of shear links = 18

According to JSCE Guideline for Concrete Section 9.2.2.2,

β_d = 1.44
β_p = 1.15 (sag) 0.92 (hog)
β_n = 1 When Axial Load = 0.
f_{vcd} = 0.68 N/mm^2 ≤ 0.72

z = 204.35 mm (sag) 206.96 mm (hog)
f_{wyd} = 390.00 N/mm^2
S_S = 0.20 m (Segment length 3.74 m)

Pure Flexural Capacity without consideration of axial force

M_{ud} = 291.80 kNm
$M_o = N'_d\, h\, / 6$

Design Shear Capacity of Linear Member without shear reinforcing steel — Equ. 9.2.4

$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_{b\,(Shear)}$ =
= 218.3 kN (sag) (= 1.44 · 1.15 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 235/ 1.3)
= 178.1 kN (hog) (= 1.44 · 0.92 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 238/ 1.3)

$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd} / S_s) \cdot z / \gamma_{b\,(Shear)}$ — Equ. 9.2.6
= 92.8 kN (sag) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 204.35/ 1.3)
= 94.0 kN (hog) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 206.96/ 1.3)

when β_n = 1.0, min (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (lower bound value)
= 311.1 kN (sag)
= 272.1 kN (hog)

when β_n = 2.0 max (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (upper bound value)
= 622.3 kN (sag)
= 544.2 kN (hog)

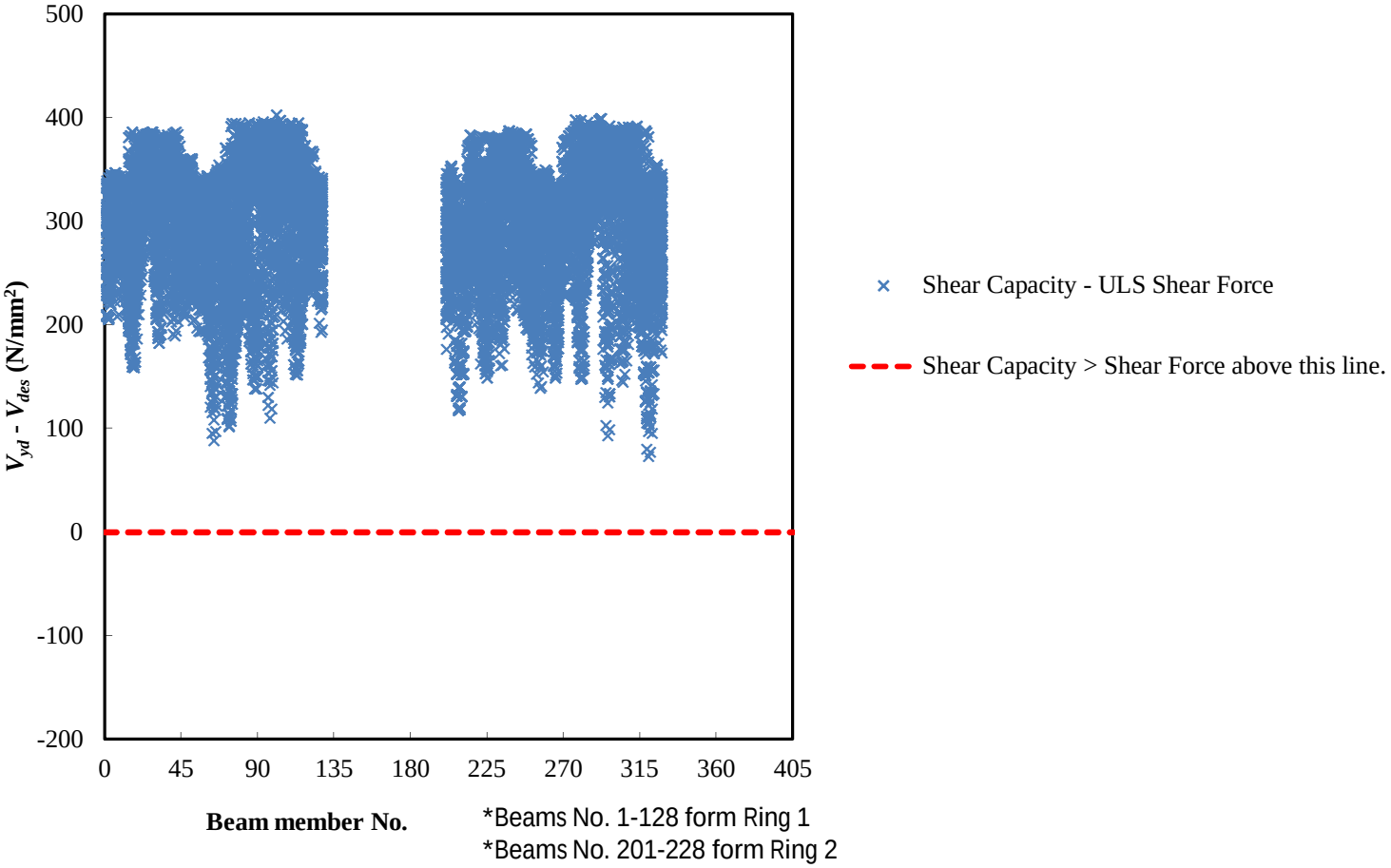
The shear capacity at a specific location of a beam member lies between the lower and the upper bound values. It depends on the corresponding applied axial of the beam member, where

$$\beta_n = 1 + 2\, M_o / M_{ud} = 1 + N'_d\, h / (3\, M_{ud})$$ — Equ. 9.2.5

the shear capacity (accounted the axial load) minus the applied shear force is presented on the shear capacity check diagram.

Equ. C4.1.2

R.C. Checking (Section C-C, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level)
Full Shear Case
Shear Capacity Check



*Beams No. 1-128 form Ring 1
*Beams No. 201-228 form Ring 2

Calculation | **Note**

Bending and Axial Force Interactions

Material information

f_{ck} = 48 N/mm²

f_y = 390 N/mm²

Material factor of steel γ_s = 1.00

Material factor of concrete γ_c = 1.20

Structural analysis factor = 1.10

Structure factor = 1.30

Member factor for bending $\gamma_{b\ (Moment)}$ = 1.10

Member factor for shear $\gamma_{b\ (Shear)}$ = 1.30

Member factor for compression $\gamma_{b\ (Compression)}$ = 1.30

Section information

h = 300 mm

b = 1074 mm

Cover

External = 40 mm

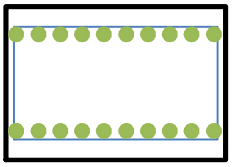
Internal = 40 mm

Sides = 40 mm

Effective depth (for sagging moment)

d = 300 - 40 - 22/2 - 14 = 235 mm

d' = 40 + 16/2 + 14 = 62 mm



Effective depth (for hogging moment)

d = 300 - 40 - 16/2 - 14 = 238 mm

d' = 40 + 22/2 + 14 = 65 mm

Reinforcement

	Bar Ø	No.	Area (mm²)	Steel Percentage (%)	Spacing (mm)
External (Hog)	16	10	2011	0.624	99
Internal (Sag)	22	10	3801	1.180	99
Shear Link/ Distribution Bar	14	18	2771	0.860	203

Distribution bar at outter layer.

Loading

N'_{oud} = 10170.4 kN

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st})/\gamma_b$$

Eq. 9.2.1

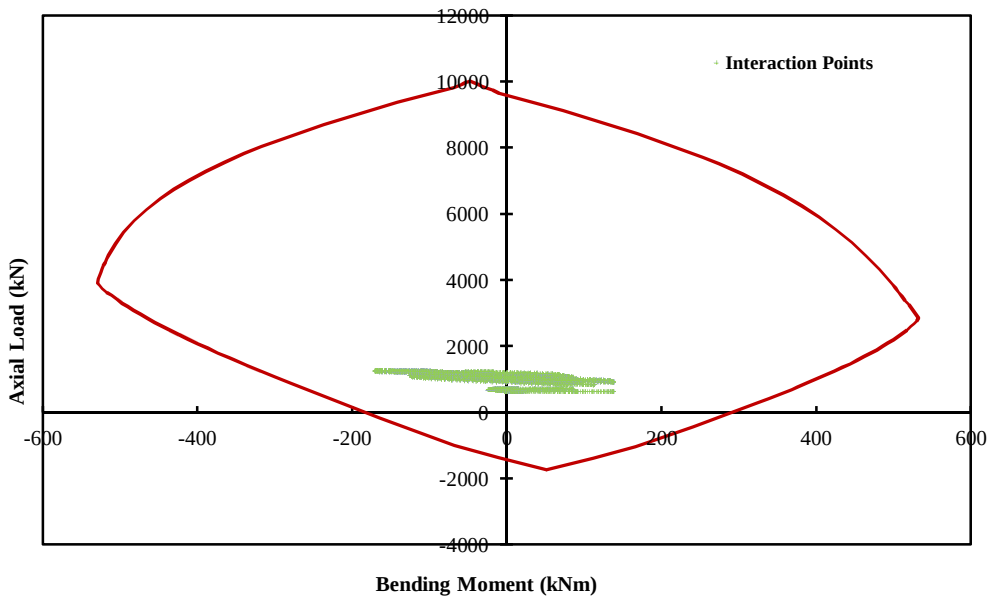
Max. Axial load (N) = kN

Min. Axial load (N) = kN

Max. Moment (M) = kNm

Min. Moment (M) = kNm

N:M interaction chart for 300 x 1074 section, fck = 48MPa concrete



Calculation	Note

Shear Reinforcement

Height h = 300 mm
Width b = 1074 mm

Strength of steel f_y = 390 N/mm^2
Strength of concrete f_{ck} = 48 N/mm^2
Cover c = 40 mm

Tension bar provided 10 nos. 1 T 22 (Sagging moment)
10 nos. 1 T 16 (Hogging moment)

Diameter of shear link = 14 mm
no. of shear links = 18

According to JSCE Guideline for Concrete Section 9.2.2.2,

β_d = 1.44
β_p = 1.15 (sag) 0.92 (hog)
β_n = 1 When Axial Load = 0.
f_{vcd} = 0.68 N/mm^2 ≤ 0.72

z = 204.35 mm (sag) 206.96 mm (hog)
f_{wyd} = 390.00 N/mm^2
S_S = 0.20 m (Segment length 3.74 m)

Pure Flexural Capacity without consideration of axial force

M_{ud} = 291.80 kNm
$M_o = N'_d\ h\ /\ 6$

Design Shear Capacity of Linear Member without shear reinforcing steel — Equ. 9.2.4

$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ =
= 218.3 kN (sag) (= 1.44 · 1.15 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 235/ 1.3)
= 178.1 kN (hog) (= 1.44 · 0.92 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 238/ 1.3)

$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd}\ /\ S_s) \cdot z\ /\ \gamma_{b\,(Shear)}$ — Equ. 9.2.6
= 92.8 kN (sag) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 204.35/ 1.3)
= 94.0 kN (hog) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 206.96/ 1.3)

when β_n = 1.0, min (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (lower bound value)
= 311.1 kN (sag)
= 272.1 kN (hog)

when β_n = 2.0 max (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (upper bound value)
= 622.3 kN (sag)
= 544.2 kN (hog)

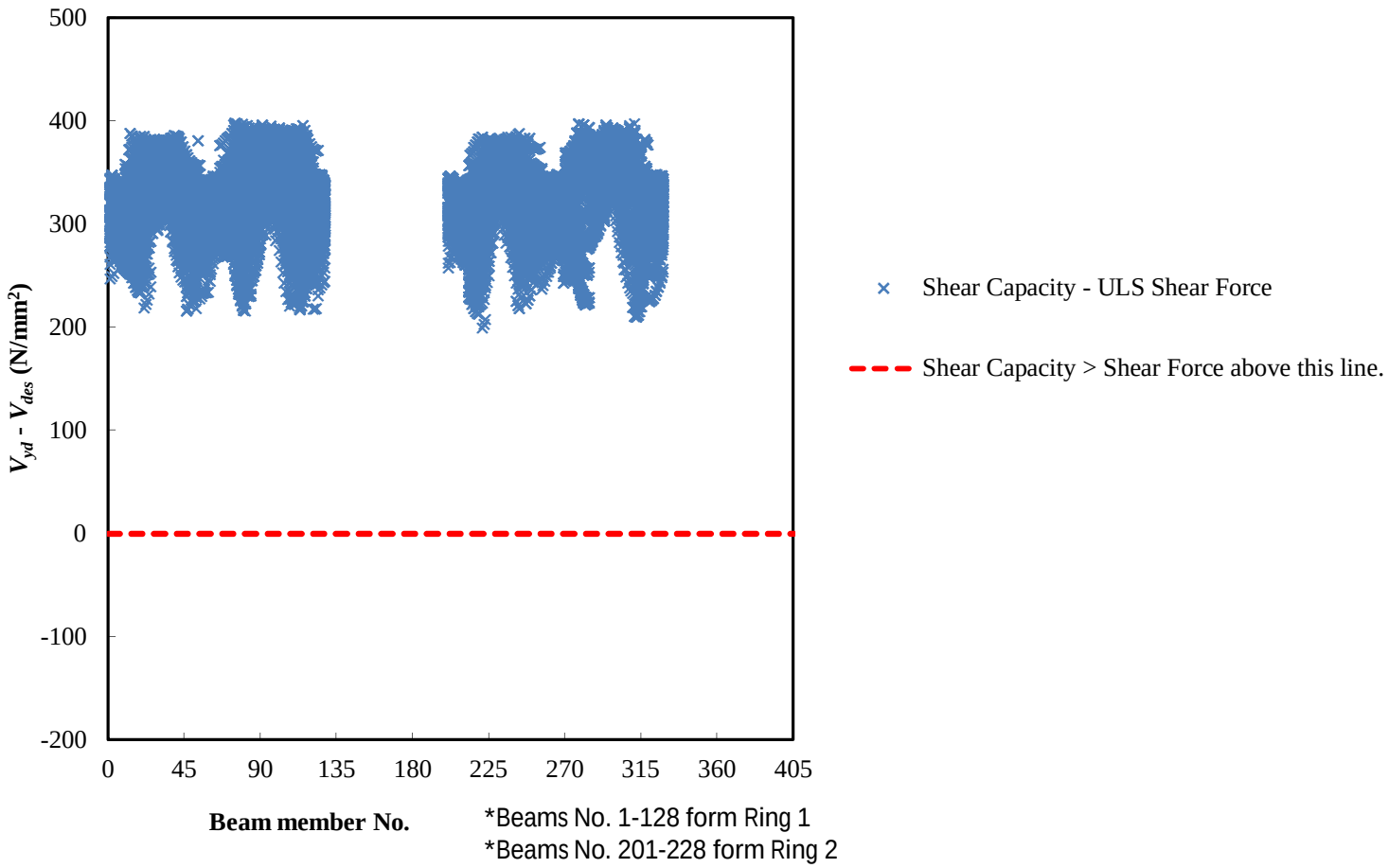
The shear capacity at a specific location of a beam member lies between the lower and the upper bound values. It depends on the corresponding applied axial of the beam member, where

$$\beta_n = 1 + 2\ M_o / M_{ud} = 1 + N'_d\ h / (3\ M_{ud})$$ — Equ. 9.2.5

the shear capacity (accounted the axial load) minus the applied shear force is presented on the shear capacity check diagram.

Equ. C4.1.2

R.C. Checking (Section C-C, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level)
Zero Shear Case
Shear Capacity Check



Calculation | **Note**

Bending and Axial Force Interactions

Material information

f_{ck} = 48 N/mm²

f_y = 390 N/mm²

Material factor of steel γ_s = 1.00

Material factor of concrete γ_c = 1.20

Structural analysis factor = 1.10

Structure factor = 1.30

Member factor for bending $\gamma_{b\ (Moment)}$ = 1.10

Member factor for shear $\gamma_{b\ (Shear)}$ = 1.30

Member factor for compression $\gamma_{b\ (Compression)}$ = 1.30

Section information

h = 300 mm

b = 1074 mm

Cover

External = 40 mm

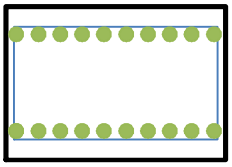
Internal = 40 mm

Sides = 40 mm

Effective depth (for sagging moment)

d = 300 - 40 - 22/2 - 14 = 235 mm

d' = 40 + 16/2 + 14 = 62 mm



Effective depth (for hogging moment)

d = 300 - 40 - 16/2 - 14 = 238 mm

d' = 40 + 22/2 + 14 = 65 mm

Reinforcement

	Bar Ø	No.	Area (mm²)	Steel Percentage (%)	Spacing (mm)
External (Hog)	16	10	2011	0.624	99
Internal (Sag)	22	10	3801	1.180	99
Shear Link/ Distribution Bar	14	18	2771	0.860	203

Distribution bar at outter layer.

Loading

N'_{oud} = 10170.4 kN

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st})/\gamma_b$$

Eq. 9.2.1

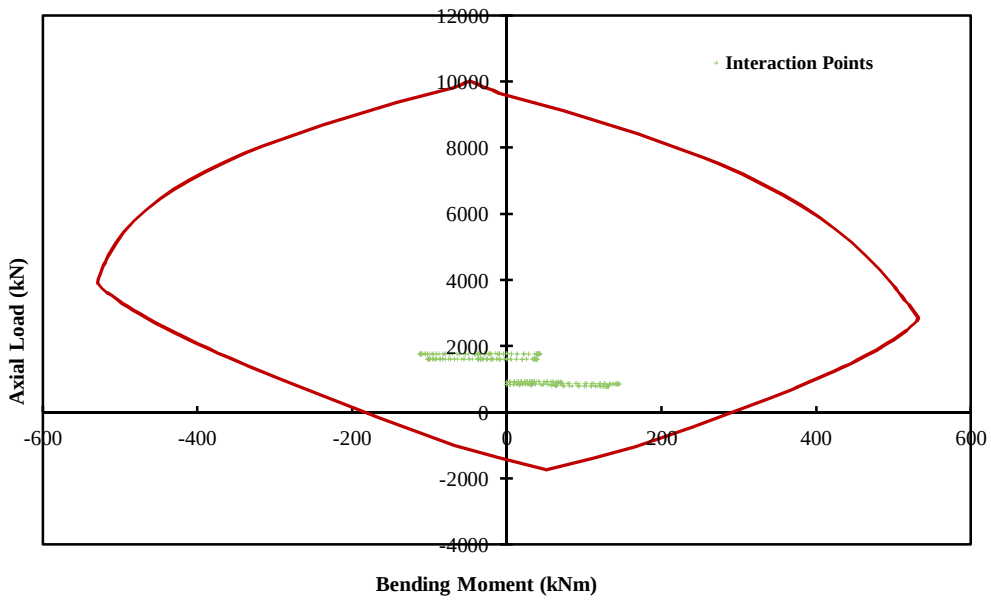
Max. Axial load (N) = kN

Min. Axial load (N) = kN

Max. Moment (M) = kNm

Min. Moment (M) = kNm

N:M interaction chart for 300 x 1074 section, fck = 48MPa concrete



Calculation	Note

Shear Reinforcement

Height h = 300 mm
Width b = 1074 mm

Strength of steel f_y = 390 N/mm^2
Strength of concrete f_{ck} = 48 N/mm^2
Cover c = 40 mm

Tension bar provided 10 nos. 1 T 22 (Sagging moment)
10 nos. 1 T 16 (Hogging moment)

Diameter of shear link = 14 mm
no. of shear links = 18

According to JSCE Guideline for Concrete Section 9.2.2.2,

β_d = 1.44
β_p = 1.15 (sag) 0.92 (hog)
β_n = 1 When Axial Load = 0.
f_{vcd} = 0.68 N/mm^2 ≤ 0.72

z = 204.35 mm (sag) 206.96 mm (hog)
f_{wyd} = 390.00 N/mm^2
S_S = 0.20 m (Segment length 3.74 m)

Pure Flexural Capacity without consideration of axial force

M_{ud} = 291.80 kNm
$M_o = N'_d\, h\, / 6$

Design Shear Capacity of Linear Member without shear reinforcing steel — Equ. 9.2.4

$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_{b\,(Shear)}$ =
= 218.3 kN (sag) (= 1.44 · 1.15 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 235/ 1.3)
= 178.1 kN (hog) (= 1.44 · 0.92 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 238/ 1.3)

$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd} / S_s) \cdot z / \gamma_{b\,(Shear)}$ — Equ. 9.2.6
= 92.8 kN (sag) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 204.35/ 1.3)
= 94.0 kN (hog) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 206.96/ 1.3)

when β_n = 1.0, min (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (lower bound value)
= 311.1 kN (sag)
= 272.1 kN (hog)

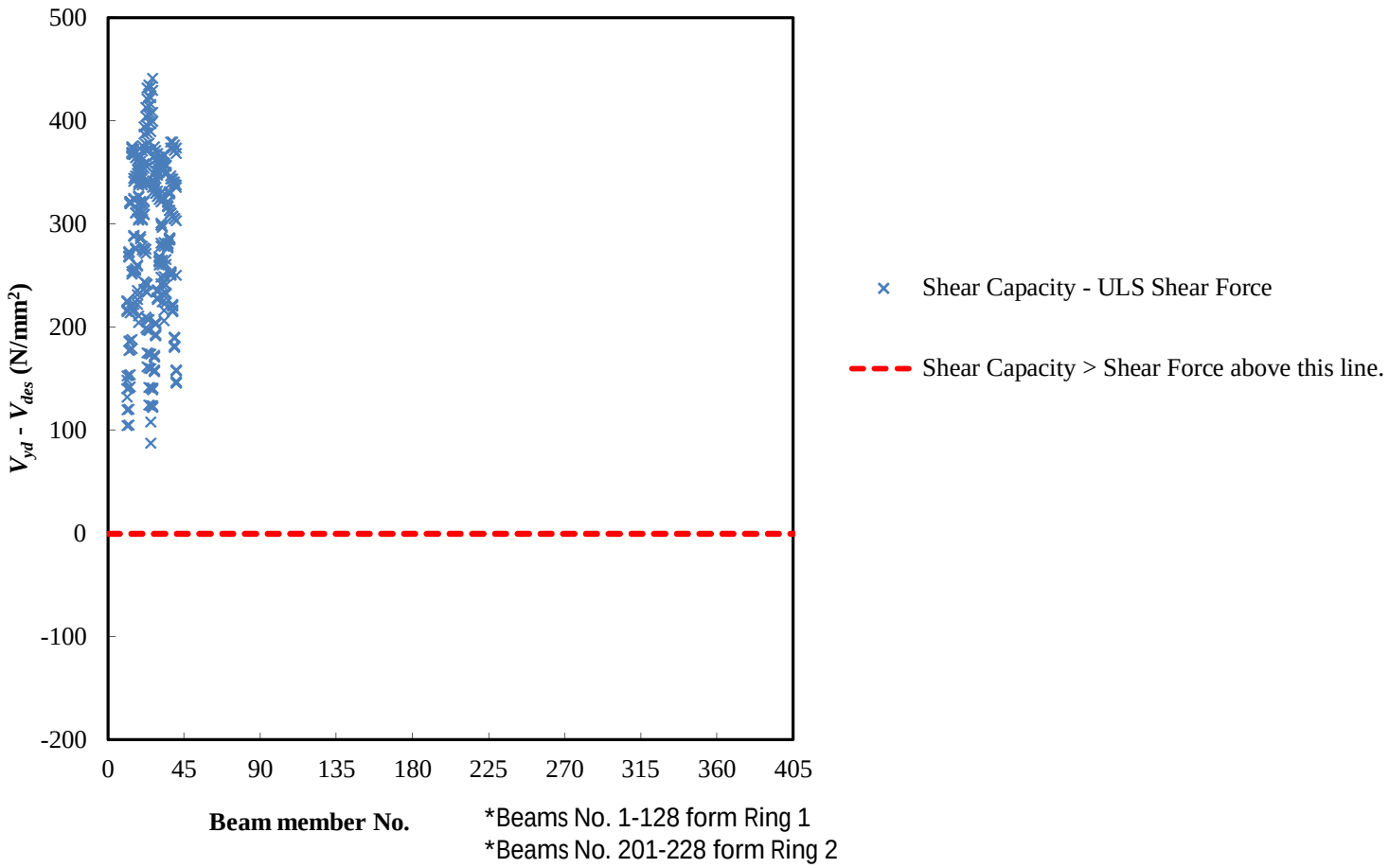
when β_n = 2.0 max (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (upper bound value)
= 622.3 kN (sag)
= 544.2 kN (hog)

The shear capacity at a specific location of a beam member lies between the lower and the upper bound values. It depends on the corresponding applied axial of the beam member, where

$$\beta_n = 1 + 2\, M_o / M_{ud} = 1 + N'_d\, h / (3\, M_{ud})$$ — Equ. 9.2.5

the shear capacity (accounted the axial load) minus the applied shear force is presented on the shear capacity check diagram. — Equ. C4.1.2

R.C. Checking (Secondary Grouting)
Zero Shear Case
Shear Capacity Check



*Beams No. 1-128 form Ring 1
*Beams No. 201-228 form Ring 2

Calculation | **Note**

Bending and Axial Force Interactions

Material information

f_{ck} = 48 N/mm²

f_y = 390 N/mm²

Material factor of steel γ_s = 1.00

Material factor of concrete γ_c = 1.20

Structural analysis factor = 1.10

Structure factor = 1.30

Member factor for bending $\gamma_{b\ (Moment)}$ = 1.10

Member factor for shear $\gamma_{b\ (Shear)}$ = 1.30

Member factor for compression $\gamma_{b\ (Compression)}$ = 1.30

Section information

h = 300 mm

b = 1074 mm

Cover

External = 40 mm

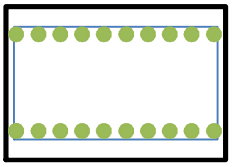
Internal = 40 mm

Sides = 40 mm

Effective depth (for sagging moment)

d = 300 - 40 - 22/2 - 14 = 235 mm

d' = 40 + 16/2 + 14 = 62 mm



Effective depth (for hogging moment)

d = 300 - 40 - 16/2 - 14 = 238 mm

d' = 40 + 22/2 + 14 = 65 mm

Reinforcement

	Bar Ø	No.	Area (mm²)	Steel Percentage (%)	Spacing (mm)
External (Hog)	16	10	2011	0.624	99
Internal (Sag)	22	10	3801	1.180	99
Shear Link/ Distribution Bar	14	18	2771	0.860	60

Distribution bar at outter layer.

Loading

N'_{oud} = 10170.4 kN

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st})/\gamma_b$$

Eq. 9.2.1

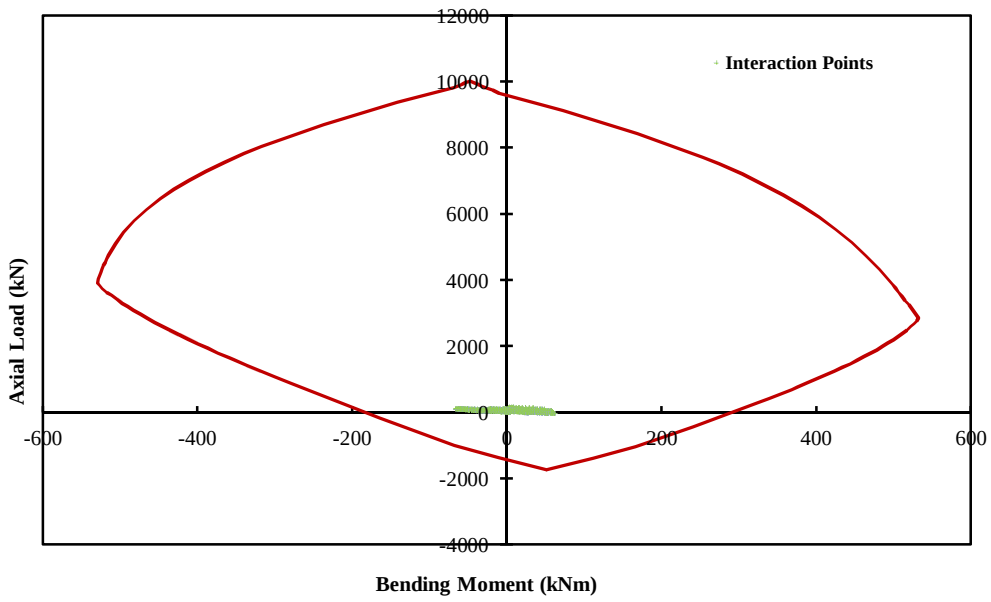
Max. Axial load (N) = kN

Min. Axial load (N) = kN

Max. Moment (M) = kNm

Min. Moment (M) = kNm

N:M interaction chart for 300 x 1074 section, fck = 48MPa concrete



Calculation	Note

Shear Reinforcement

Height h = 300 mm
Width b = 1074 mm

Strength of steel f_y = 390 N/mm^2
Strength of concrete f_{ck} = 48 N/mm^2
Cover c = 40 mm

Tension bar provided 10 nos. 1 T 22 (Sagging moment)
10 nos. 1 T 16 (Hogging moment)

Diameter of shear link = 14 mm
no. of shear links = 18

According to JSCE Guideline for Concrete Section 9.2.2.2,

β_d = 1.44
β_p = 1.15 (sag) 0.92 (hog)
β_n = 1 When Axial Load = 0.
f_{vcd} = 0.68 N/mm^2 ≤ 0.72

z = 204.35 mm (sag) 206.96 mm (hog)
f_{wyd} = 390.00 N/mm^2
S_S = 0.20 m (Segment length 3.74 m)

Pure Flexural Capacity without consideration of axial force

M_{ud} = 291.80 kNm
$M_o = N'_d\, h\, / 6$

Design Shear Capacity of Linear Member without shear reinforcing steel — Equ. 9.2.4

$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_{b\,(Shear)}$ =
= 218.3 kN (sag) (= 1.44 · 1.15 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 235/ 1.3)
= 178.1 kN (hog) (= 1.44 · 0.92 · 1.0 · 0.68 · 1074 · 238/ 1.3)

$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd} / S_s) \cdot z / \gamma_{b\,(Shear)}$ — Equ. 9.2.6
= 92.8 kN (sag) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 204.35/ 1.3)
= 94.0 kN (hog) (= (14² · π/ 4 · 2 · 390/ 0.2) · 206.96/ 1.3)

when β_n = 1.0, min (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (lower bound value)
= 311.1 kN (sag)
= 272.1 kN (hog)

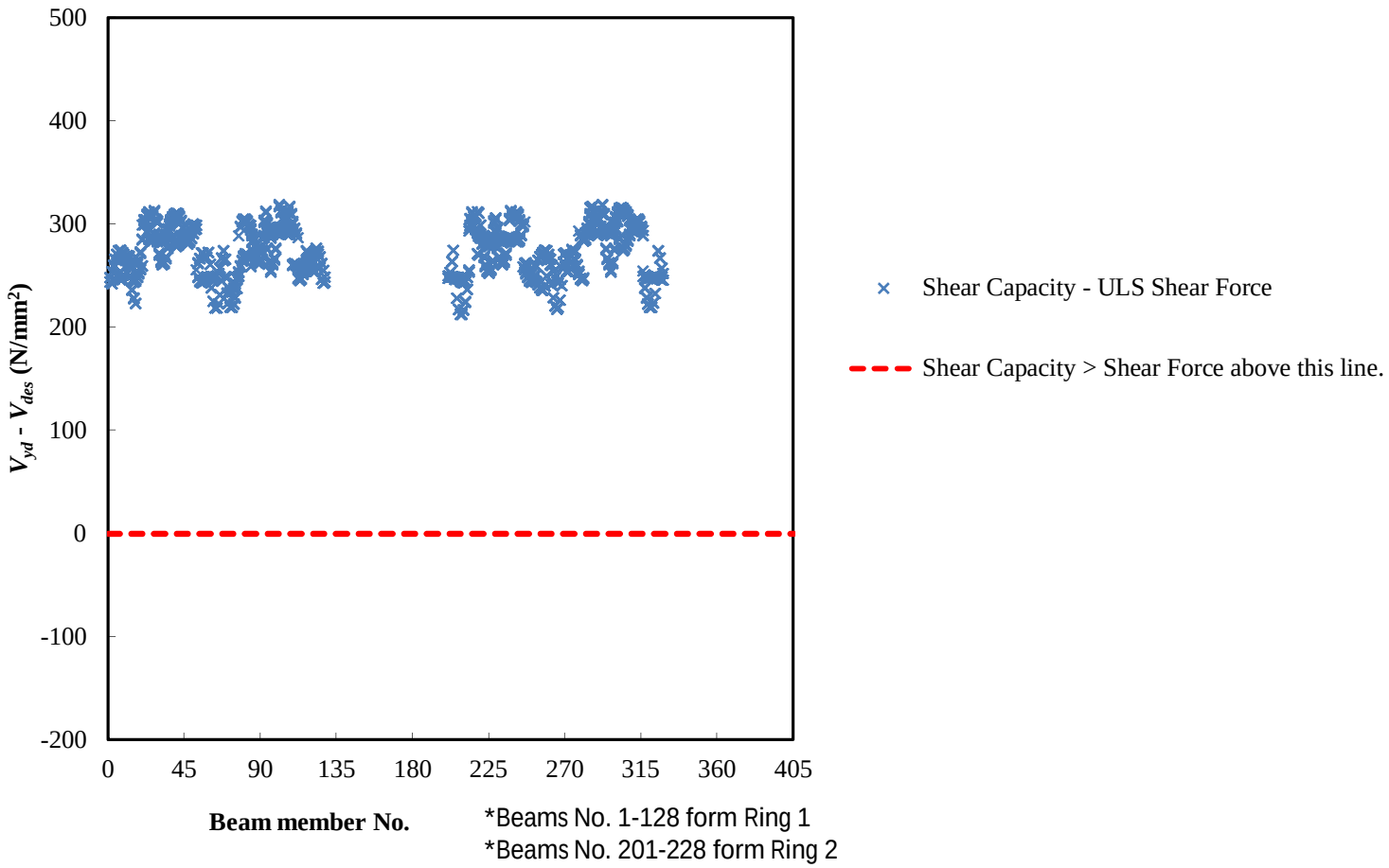
when β_n = 2.0 max (V_{yd}) = V_{cd} + V_{sd} (upper bound value)
= 622.3 kN (sag)
= 544.2 kN (hog)

The shear capacity at a specific location of a beam member lies between the lower and the upper bound values. It depends on the corresponding applied axial of the beam member, where

$$\beta_n = 1 + 2\, M_o / M_{ud} = 1 + N'_d\, h / (3\, M_{ud})$$ — Equ. 9.2.5

the shear capacity (accounted the axial load) minus the applied shear force is presented on the shear capacity check diagram. — Equ. C4.1.2

R.C. Checking (Self-weight Load)
Full Shear Case
Shear Capacity Check



*Beams No. 1-128 form Ring 1
*Beams No. 201-228 form Ring 2

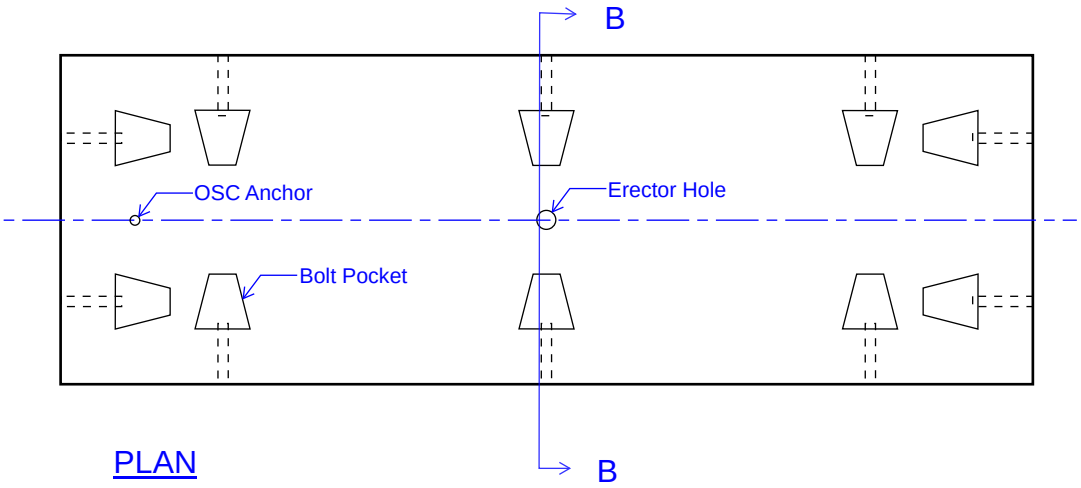
K. Lining Section Design

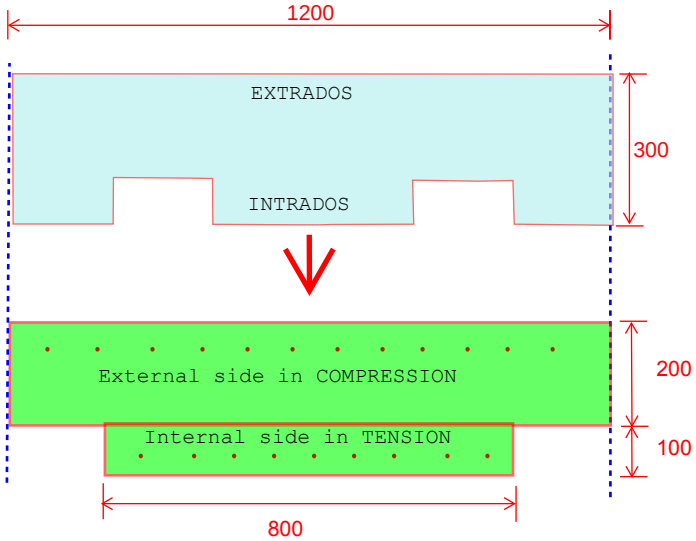
K.1.2
<u>RC Check</u>

Positive and negative bending check
Reduction of segment area due to bolt pocket

M-N capacity of T-Section

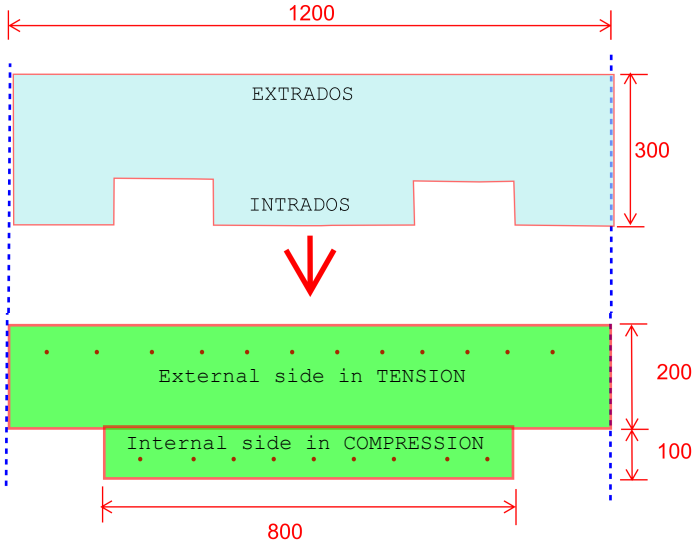
The reinforcement capacity can be calculated considering a T-section of the segment according to the Japanese Standard.





Positive Bending

When the lining is under positive bending, the external side will be in compression whereas the external side will be in tension.



Negative Bending

When the lining is under negative bending, the external side will be in tension whereas the external side will be in compression.

Calculation | **Note**

Bending and Axial Force Interactions

Material information

f_{ck} = 48 N/mm²

f_y = 390 N/mm²

Material factor of steel γ_s = 1.00

Material factor of concrete γ_c = 1.20

Structural analysis factor = 1.10

Structure factor = 1.30

Member factor for bending $\gamma_{b\ (Moment)}$ = 1.10

Member factor for shear $\gamma_{b\ (Shear)}$ = 1.30

Member factor for compression $\gamma_{b\ (Compression)}$ = 1.30

Section information

h = 300 mm

b = 1200 mm

Width at bolt pocket b' = 800 mm

Bolt pocket height h' = 100 mm

Cover

External = 40 mm

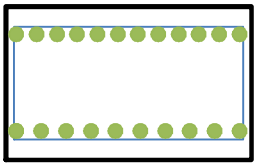
Internal = 40 mm

Sides = 40 mm

Effective depth (for sagging moment)

d = 300 - 40 - 22/2 - 14 = 235 mm

d' = 40 + 16/2 + 14 = 62 mm



Effective depth (for hogging moment)

d = 300 - 40 - 16/2 - 14 = 238 mm

d' = 40 + 22/2 + 14 = 65 mm

Reinforcement

	Bar Ø	No.	Area (mm²)	Steel Percentage (%)	Spacing (mm)
External (Hog)	16	12	2413	0.670	93
Internal (Sag)	22	10	3801	1.056	112
Shear Link/ Distribution Bar	14	18	2771	0.247	203

Distribution bar at outter layer.

Loading

N'_{oud} = 11279.6 kN

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st})/\gamma_b$$

Eq. 9.2.1

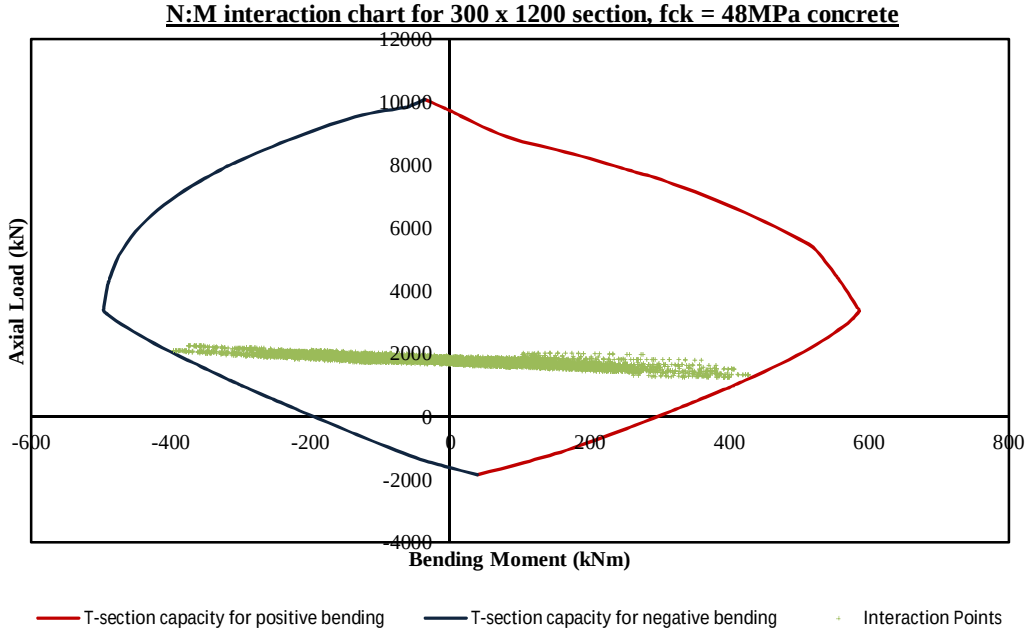
Max. Axial load (N) = **2267.8** kN

Min. Axial load (N) = **1252.7** kN

Max. Moment (M) = **426.9** kNm

Min. Moment (M) = **-396.4** kNm

N:M interaction chart for 300 x 1200 section, fck = 48MPa concrete



Calculation | **Note**

Bending and Axial Force Interactions

Material information

f_{ck} = 48 N/mm²

f_y = 390 N/mm²

Material factor of steel γ_s = 1.00

Material factor of concrete γ_c = 1.20

Structural analysis factor = 1.10

Structure factor = 1.30

Member factor for bending $\gamma_{b\ (Moment)}$ = 1.10

Member factor for shear $\gamma_{b\ (Shear)}$ = 1.30

Member factor for compression $\gamma_{b\ (Compression)}$ = 1.30

Section information

h = 300 mm

b = 1200 mm

Width at bolt pocket b' = 800 mm

Bolt pocket height h' = 100 mm

Cover

External = 40 mm

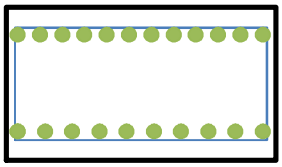
Internal = 40 mm

Sides = 40 mm

Effective depth (for sagging moment)

d = 300 - 40 - 22/2 - 14 = 235 mm

d' = 40 + 16/2 + 14 = 62 mm



Effective depth (for hogging moment)

d = 300 - 40 - 16/2 - 14 = 238 mm

d' = 40 + 22/2 + 14 = 65 mm

Reinforcement

	Bar Ø	No.	Area (mm²)	Steel Percentage (%)	Spacing (mm)
External (Hog)	16	12	2413	0.670	93
Internal (Sag)	22	10	3801	1.056	112
Shear Link/ Distribution Bar	14	18	2771	0.770	203

Distribution bar at outter layer.

Loading

N'_{oud} = 11279.6 kN

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st})/\gamma_b$$

Eq. 9.2.1

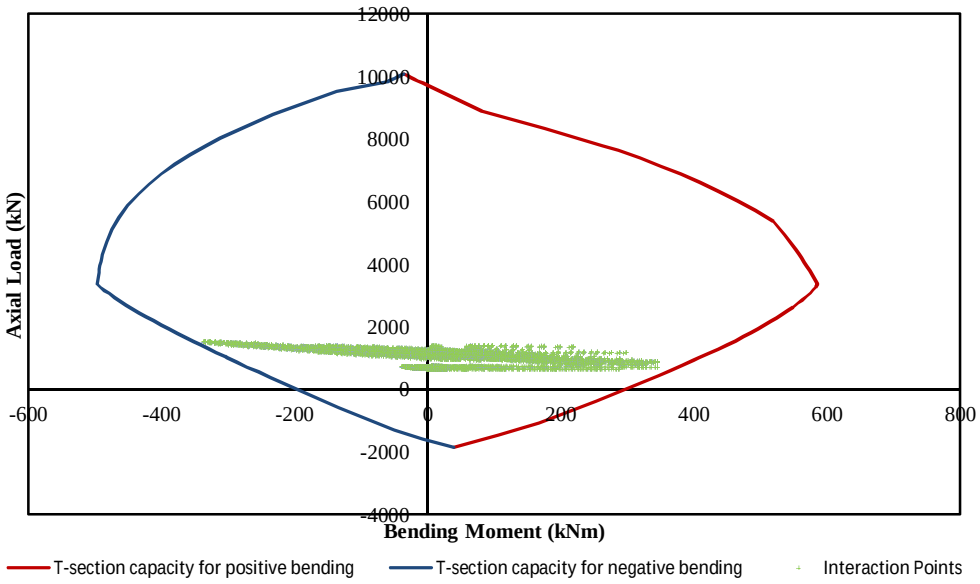
Axial load (N) = **705.0** kN

Axial load (N) = **1521.0** kN

Max. Moment (M) = **345.1** kNm

Min. Moment (M) = **-335.99** kNm

N:M interaction chart for 300 x 1200 section, fck = 48MPa concrete



K. Lining Section Design

K.2
Crack Width Check

Calculation

Note

Table K3.1. Rebar Stress Calculation for Crack Width Check

			Main Section	
			Concrete & Rebar	
			Pos. Bending	Neg. Bending
Section Forces	Max. Bending Moment	M(KN·m)	208.33	205.36
	Axial force	N(KN)	662.95	1057.52
	Shear Force	S (KN)	0.00	0.00
Section Dimension	Width	B (cm)	120.00	120.00
	Segment Thickness	H(cm)	30.00	30.00
Compression Side Rebar	Rebar Quantity	As1(cm2)	20.11	38.01
	Cover	d1(cm)	6.20	6.50
Tension Side Rebar	Rebar Quantity	As2(cm2)	38.01	20.11
	Cover	d2(cm)	6.50	6.20
Young's modulus		n (-)	6.13	6.13
Neutral Axis		x (cm)	9.91	9.56
Response Value	Concrete	σc (N/mm2)	20.67	22.74
		τc (N/mm2)	0.00	0.00
	Rebar	σs (N/mm2)	173.95	207.69
Limit Value	Concrete	σcr (N/mm2)	19.20	19.20
	Rebar	σsr (N/mm2)	390.00	390.00
	Bolt (Tension)	σbr (N/mm2)	---	---
	Bolt (Shear)	σbsr (N/mm2)	---	---
Structure Coefficient		γi	1.00	1.00
Check	Concrete		1.08	1.18
	Rebar		0.45	0.53
	Bolt (Tension)	σbr (N/mm2)	---	---
	Bolt (Shear)	σbsr (N/mm2)	---	---

Calculation

Note

Used standards:

[1] JSCE - Standard Specifications for Tunneling -2006: Shield Tunnels

Table K3.2. Crack Width Check

$$w = \ell_{max}\left[\frac{\sigma_{se}}{E_s}\left(or\,\frac{\sigma_{pe}}{E_p}\right) + \varepsilon'_{csd}\right]$$

where l_{max} is the maximum spacing of distribution bars,

the lower limit of ℓ_{max} is $0.5\ell_1$, i.e. $\frac{1}{2}\ell_1 \leq l_{max}$ and

$\ell_1 = 1.1k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \{4 \cdot c + 0.7 \cdot (c_s - \Phi)\}$

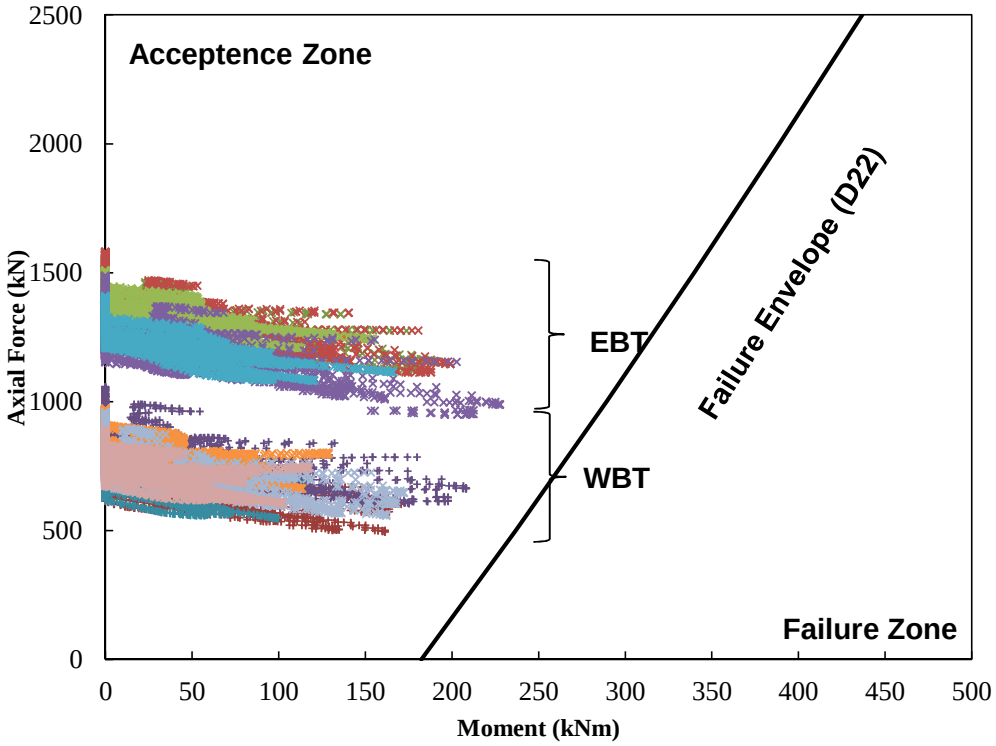
[1] Article 233 p. 254

Parameter	*symbol*	Bending Positive	Bending Negative	
Coeff. of Reinforcement Bar Surface Geometry	k_1	1	1	k_1: 1.0 deformed bar
Coefficient for Concrete Quality	k_2	0.921	0.921	k_2: [1] p. 254
Coeff. for Num. of Layers for Tension Reinf. Ba	k_3	1	1	k_3: [1] p. 254
Design Compressive Strength	f'_c	48	48	k_2: [1] p. 254
Num. of Layers for Tension Reinf. Bars	n	1	1	k_3: [1] p. 254
Quantity of Reinf. Bars		10	10	
Cover	c	54	54	
Center Distance Between Reinf. Bars (Spacing)	c_s	134.5	134.5	
Max Distribution Rebar Spacing	l_{max}	160	160	RC Schedule
Diameter of Reinforcement Bars	Φ	22	16	
Crack Occurance Interval	ℓ_1	298	303	See [1] p. 254
Bottom Limit of ℓmax	$0.5\ell_1$	149	151	See [1] p. 254
Concrete's Shrinkage and Creep Effect	ε'_{csd}	1.50E-04	1.50E-04	
Rebar's Young modulus	E_s	2.10E+05	2.10E+05	
Rebar Stress	σ_s	173.95	207.69	
Crack Width	w	0.157	0.182	
Allowable Crack Width	w_a	0.200	0.200	
Criteria Satisfied/Failed?		Satisfied	Satisfied	

Similarily, the lining capacity line is plotted and shown in Axial Force vs. Bending Moment diagrams in figure K3.1 and K3.2.

CALCULATIONS | **NOTES**

Figure K3.1.
Plot of Axial Force vs. Sagging Moment with Crack width 0.20 mm



Crack width limit 0.2 mm

- Section A; WBT; Low GWL; Full Shear
- Section B; EBT; Flood WL; Full Shear
- Section B; EBT; High GWL; Full Shear
- Section B; EBT; Low GWL; Full Shear
- Section B; WBT; Low GWL; Full Shear
- Section C; WBT; Low GWL; Full Shear
- Section A; WBT; LowFWL; Zero Shear
- Section B; EBT; Flood WL; Zero Shear
- Section B; EBT; High GWL; Zero Shear
- Section B; EBT; Low GWL; Zero Shear
- Section B; WBT; Low GWL; Zero Shear
- Section C; WBT; Low GWL; Zero Shear

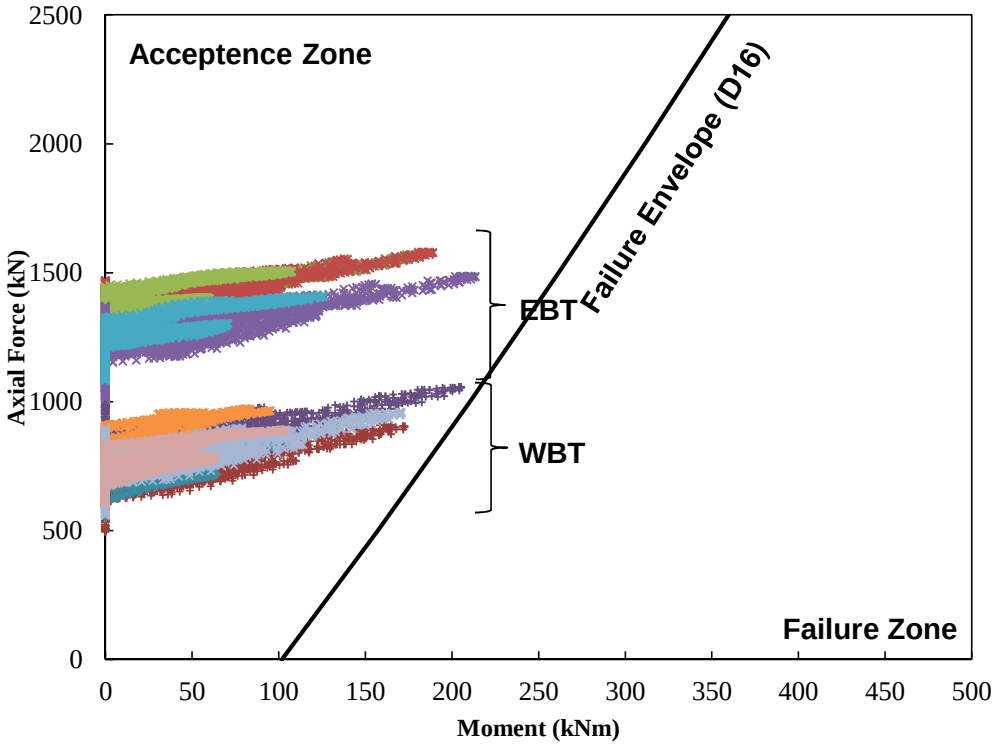
Notes: The Sagging Moment (positive bending moment in FEM model) is checked against the internal reinforcement acting in tension (at the intrados side) where 10 nos. of D22 bars are provided.
The graph shows absolute values of the forces from the FEM model output.

Coordinates of the failure envelope

N(kN)	M(kNm	w (mm)
2500	436.9	0.2
2000	388.9	0.2
1500	339.7	0.2
1000	289.1	0.2
500	236.8	0.2
0	182.4	0.2

CALCULATIONS | **NOTES**

Figure K3.2.
Plot of Axial Force vs. Hogging Moment with Crack width 0.20 mm



Crack width limit 0.2 mm

- Section A; WBT; Low GWL; Full Shear
- Section B; EBT; Flood WL; Full Shear
- Section B; EBT; High GWL; Full Shear
- Section B; EBT; Low GWL; Full Shear
- Section B; WBT; Low GWL; Full Shear
- Section C; WBT; Low GWL; Full Shear
- Section A; WBT; LowFWL; Zero Shear
- Section B; EBT; Flood WL; Zero Shear
- Section B; EBT; High GWL; Zero Shear
- Section B; EBT; Low GWL; Zero Shear
- Section B; WBT; Low GWL; Zero Shear
- Section C; WBT; Low GWL; Zero Shear

Note: The Hogging Moment (negative bending moment in FEM model) is checked against the external reinforcement acting in tension (at the extrados side) where 10 nos. of D16 bars are provided.
The graph shows absolute values of the forces from the FEM model output.

Coordinates of the failure envelope

N(kN)	M(kNm	w (mm)
2500	359.7	0.2
2000	311.3	0.2
1500	261.5	0.2
1000	210.3	0.2
500	157.2	0.2
0	101.8	0.2

Appendix M

Segment Joint Structural Check and Joint Filling Material Check

Appendix M1 - Segment Joint & Ovalisation

Section A-A West Bound Tunnel
Low Ground Water Level
Full Shear Spring Case (Orientation I)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

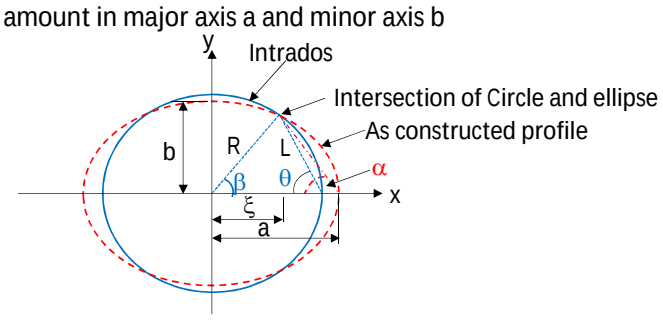
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	67.5	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm \sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

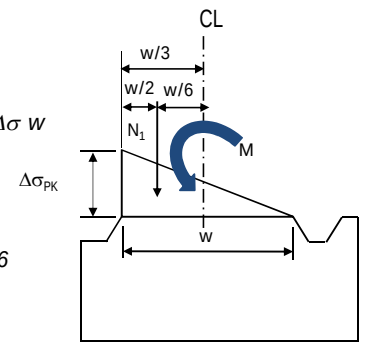
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q = 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	24.6	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	12.3	mm	
Chord Length,	L =	3528	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3187.3	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3162.7	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.015376693		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6374.6	mm	*q= 2a and*
	r =	-7.72E+06		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	1213.9	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		56.25	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	55.99	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.262	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T_s - d_{ext} - d_{int}*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.262	°	
Corresponding distance,	δ =	0.656	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	3528	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1764	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	12.130	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	870.9	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	20.8	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	22.9	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered		OK		

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

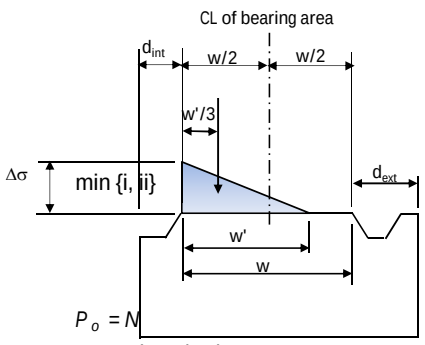
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

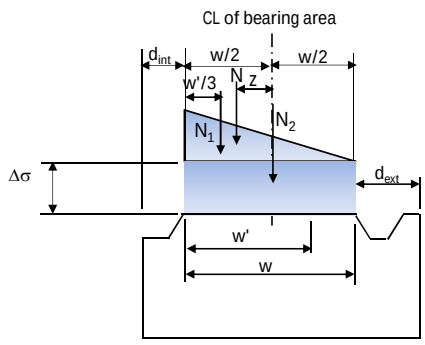
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	904.5	1299.8	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	33.54	428.9	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	48.75	55.76	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	23.05	16.04	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	12.36	14.82	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

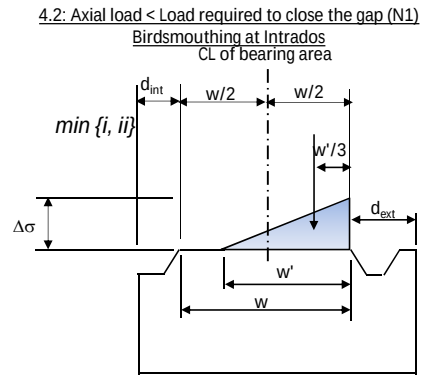


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

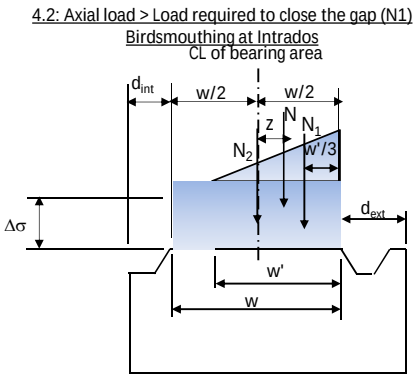
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	113.6	106.6	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	186.4	193.4	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	113.6	106.6	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.63	0.67	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.13	0.12		
P_o =	904.5	1299.8	kN/m	$P_o = N$
Bursting Force F_{bst} =	118.0	153.4	kN/m	$F_{bst} = (F_{bst}/P_o).\ N$

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



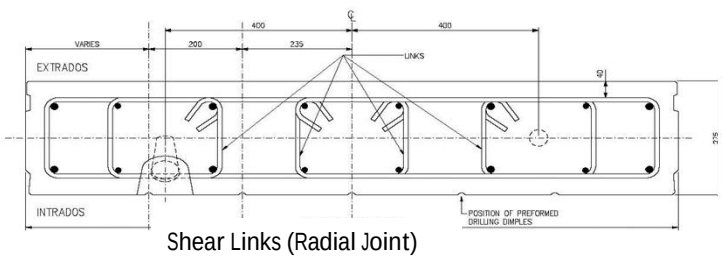
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



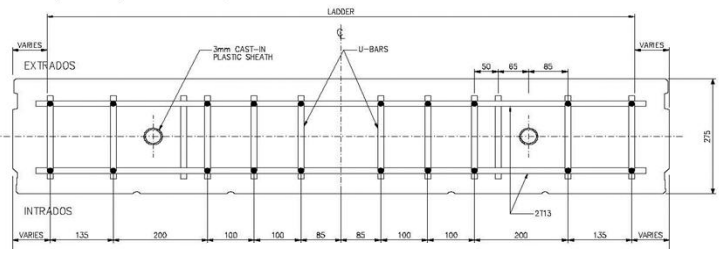
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	88.8	81.8	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	211.2	218.2	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	88.8	81.8	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.81	0.88	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	904.5	1299.8	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	99.5	143.0	kN/m	
$F_{bst,\ max}$ =	118.0	153.4	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	363	519	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	23	21	mm	
2.0yo	227	213	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

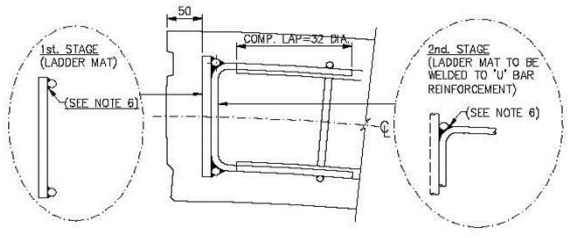
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section A-A West Bound Tunnel
Low Ground Water Level
Zero Shear Spring Case (Orientation I)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

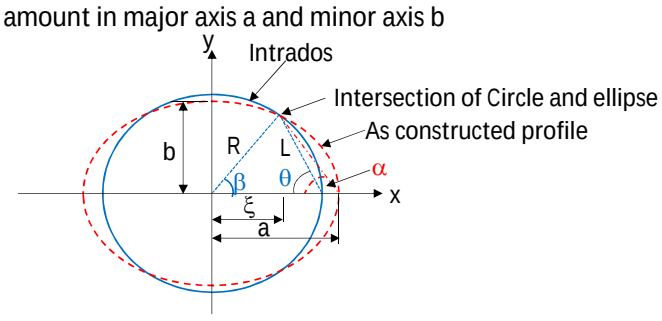
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	67.5	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm \sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

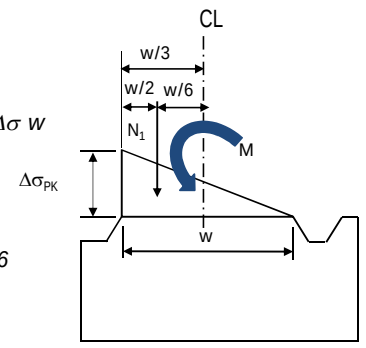
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q = 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	24.6	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	12.3	mm	
Chord Length,	L =	3528	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3187.3	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3162.7	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.015376693		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6374.6	mm	*q= 2a and*
	r =	-7.72E+06		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	1213.9	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		56.25	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	55.99	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.262	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T_s - d_{ext} - d_{int}*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.262	°	
Corresponding distance,	δ =	0.656	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	3528	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1764	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	12.130	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	870.9	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	20.8	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	22.9	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered		OK		

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

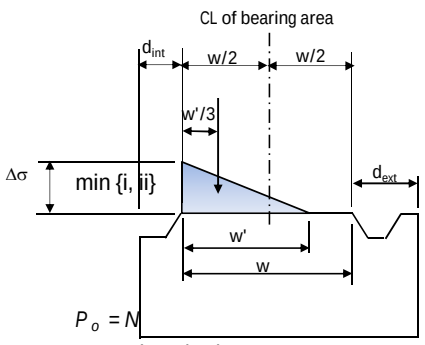
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

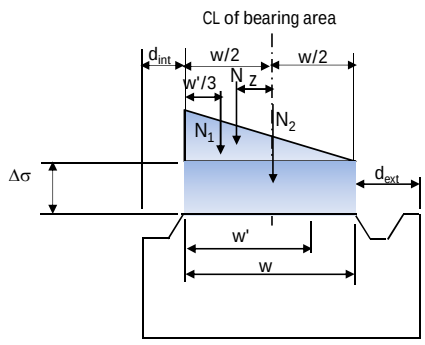
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

	(SLS)	(ULS)	
Minimum Hoop Force from analysis, N =	833.6	1185.1	kN
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1 -		314.2	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z = -		54.21	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z = -		17.59	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	11.87	14.15	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	140.5	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

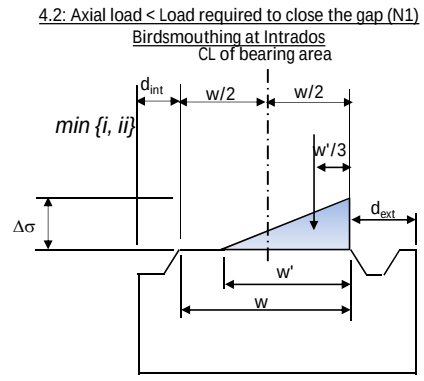
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	137.4	108.2	mm
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	162.6	191.8	mm
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	137.4	108.2	mm
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	70.2	71.8	mm
y_{po}/ y_o =	0.51	0.66	mm
F_{bst}/ P_o =	0.17	0.12	
P_o =	833.6	1185.1	kN/m
Bursting Force F_{bst} =	138.9	143.3	kN/m

$P_o = N$

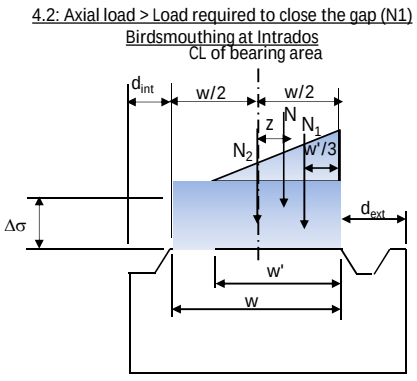
$F_{bst} = (F_{bst}/P_o).\ N$

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



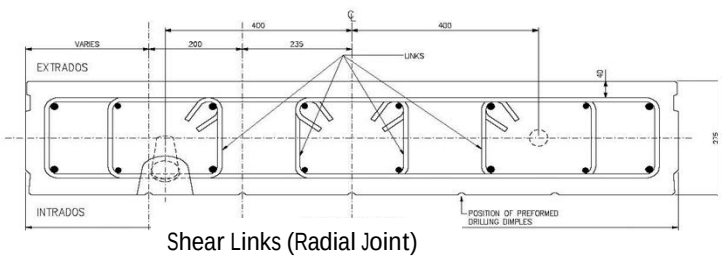
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	112.6	83.4	mm
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	187.4	216.6	mm
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	112.6	83.4	mm
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	70.2	71.8	mm
y_{po}/ y_o =	0.62	0.86	mm
F_{bst}/ P_o =	0.13	0.11	
P_o =	833.6	1185.1	kN/m
Bursting Force F_{bst} =	110.8	130.4	kN/m
$F_{bst,\ max}$ =	138.9	143.3	kN/m
Material Factor δ_c =	1.0	1.2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1	
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2
Member Factor γ_b	1.0	1.1	
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2
Area of bursting steel required As, req =	427	485	mm^2
0.2yo	27	22	mm
2.0yo	275	216	mm

$$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$$

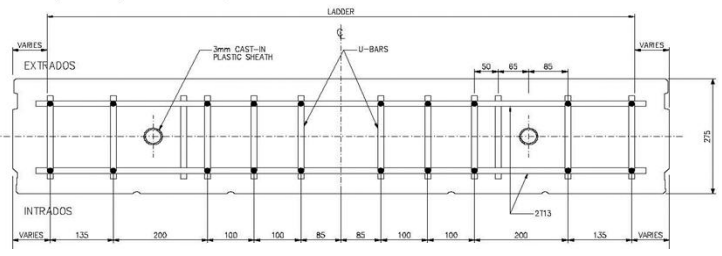
As, req = Fbst x L/ fy'

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

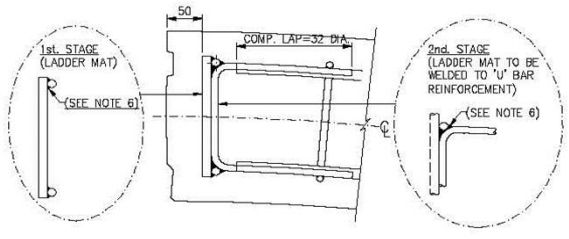
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section A-A West Bound Tunnel
Low Ground Water Level
Full Shear Spring Case (Orientation II)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

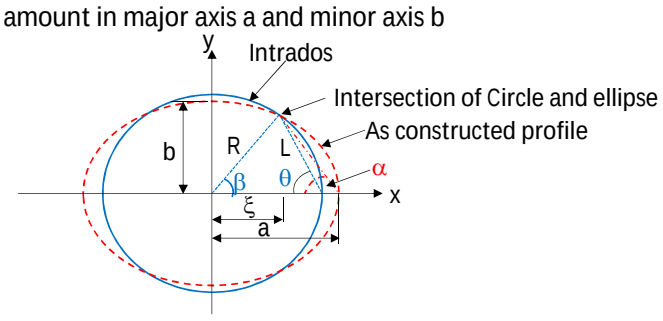
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	45	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm\sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

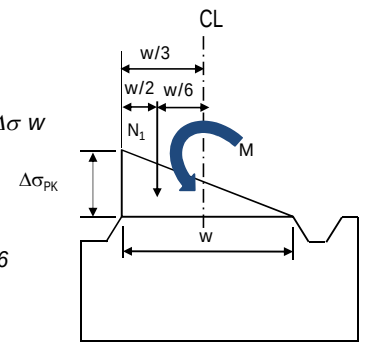
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q= 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	18.0	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	9.0	mm	
Chord Length,	L =	2430	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3184.0	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3166.0	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.011274573		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6368	mm	*q= 2a and*
	r =	-1.43E+07		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	2247.7	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		67.5	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	67.34	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.163	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T_s - d_{ext} - d_{int}*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.163	°	
Corresponding distance,	δ =	0.408	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	2430	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1215	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	10.948	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	786.1	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	18.8	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	20.7	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered			OK	

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

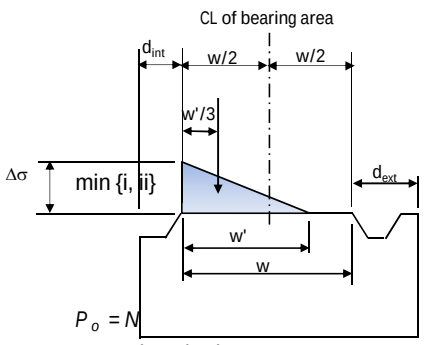
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

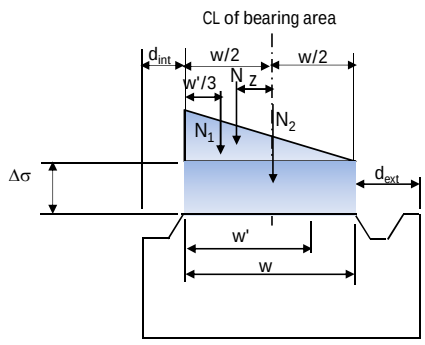
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	910.3	1308.5	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	124.20	522.5	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	51.13	57.42	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	20.67	14.38	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	11.78	14.13	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

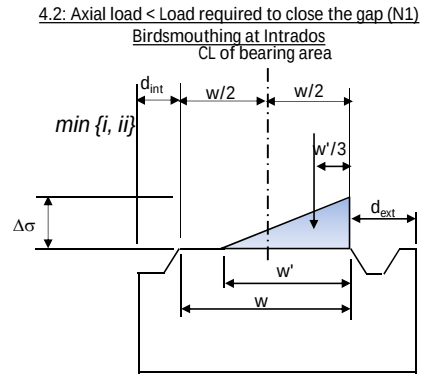


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

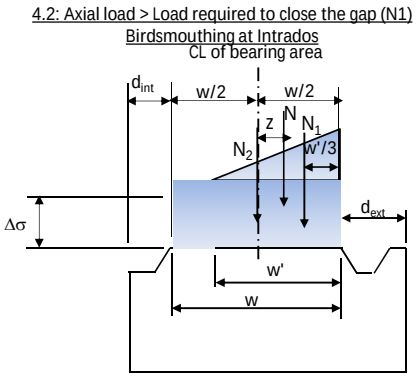
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	111.3	105.0	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	188.7	195.0	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	111.3	105.0	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.65	0.68	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.13	0.11		
P_o =	910.3	1308.5	kN/m	$P_o = N$
Bursting Force F_{bst} =	115.1	150.2	kN/m	$F_{bst} = (F_{bst}/P_o).\ N$

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



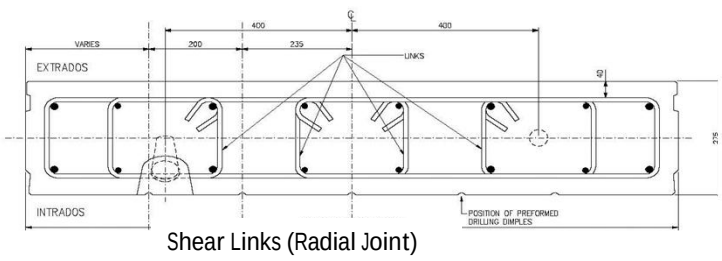
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



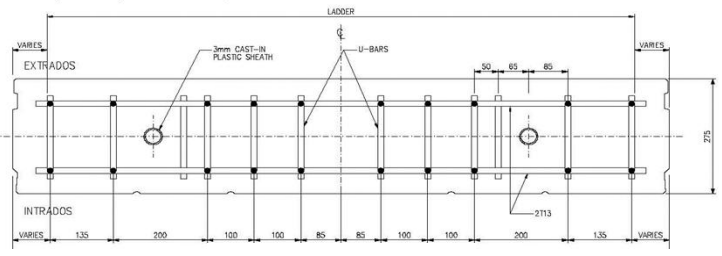
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	86.5	80.2	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	213.5	219.8	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	86.5	80.2	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.83	0.90	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	910.3	1308.5	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	100.1	143.9	kN/m	
$F_{bst,\ max}$ =	115.1	150.2	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	354	509	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	22	21	mm	
2.0yo	223	210	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

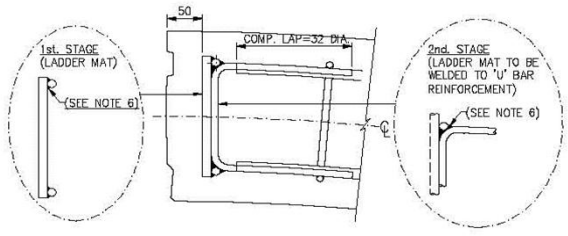
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section A-A West Bound Tunnel
Low Ground Water Level
Zero Shear Spring Case (Orientation II)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

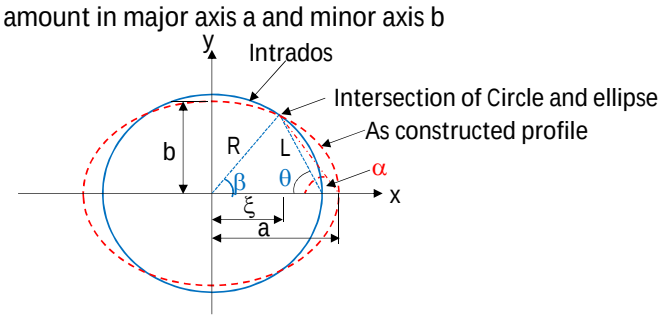
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	45	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm\sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

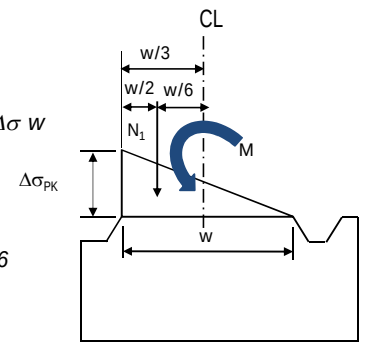
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q= 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	18.0	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	9.0	mm	
Chord Length,	L =	2430	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3184.0	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3166.0	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.011274573		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6368	mm	*q= 2a and*
	r =	-1.43E+07		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	2247.7	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		67.5	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	67.34	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.163	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T_s - d_{ext} - d_{int}*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.163	°	
Corresponding distance,	δ =	0.408	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	2430	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1215	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	10.948	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	786.1	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	18.8	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	20.7	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered		OK		

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

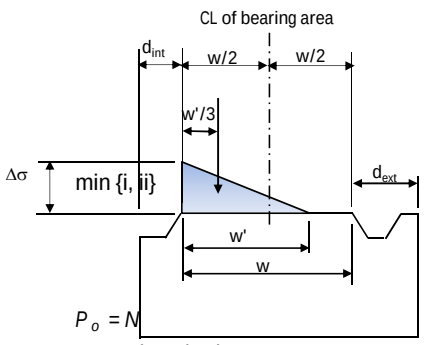
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

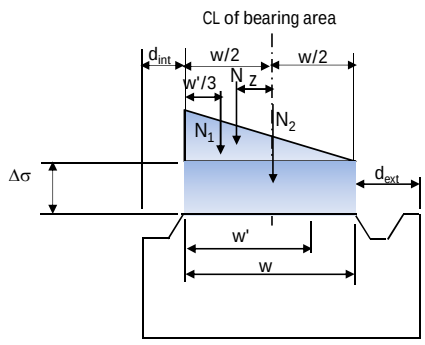
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	823.5	1169.7	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	37.45	383.6	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	48.96	55.72	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	22.84	16.08	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	11.21	13.36	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

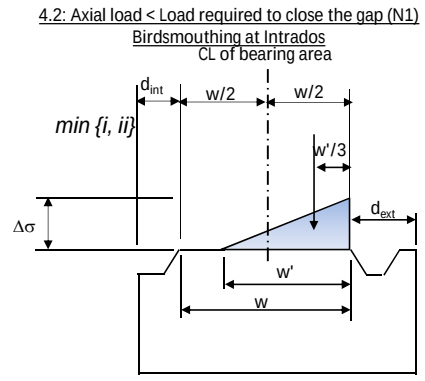


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

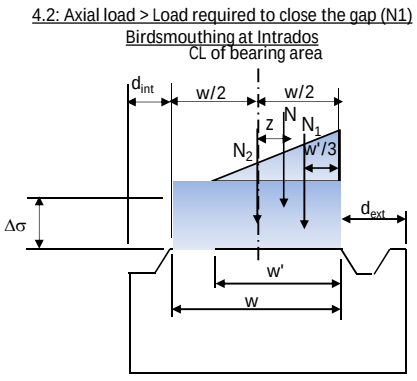
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	113.4	106.7	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	186.6	193.3	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	113.4	106.7	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.63	0.67	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.13	0.12		
P_o =	823.5	1169.7	kN/m	$P_o = N$
Bursting Force F_{bst} =	107.2	138.1	kN/m	$F_{bst} = (F_{bst}/P_o).\ N$

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



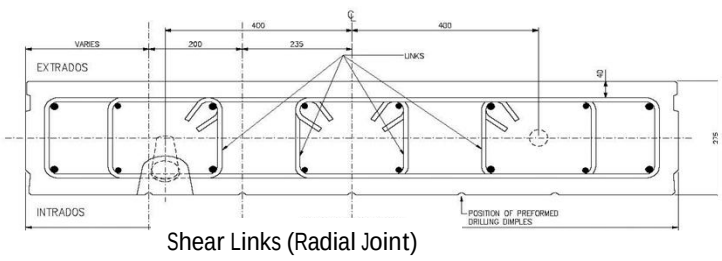
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



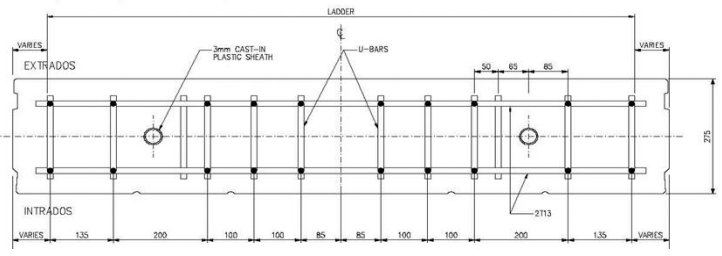
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	88.6	81.9	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	211.4	218.1	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	88.6	81.9	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.81	0.88	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	823.5	1169.7	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	90.6	128.7	kN/m	
$F_{bst,\ max}$ =	107.2	138.1	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	330	468	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	23	21	mm	
2.0yo	227	213	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

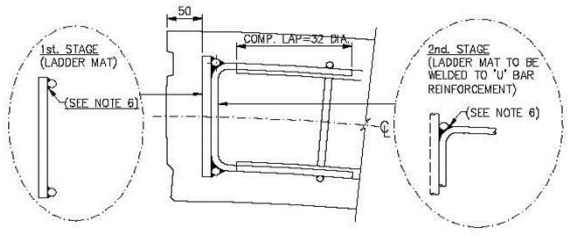
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section B-B East Bound Tunnel
Flood Ground Water Level
Full Shear Spring Case (Orientation I)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

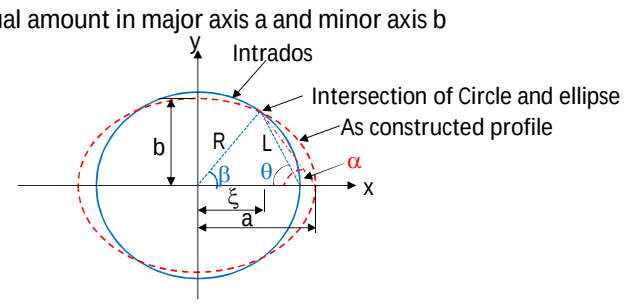
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	67.5	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm\sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

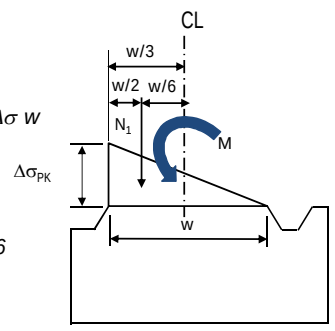
where, $p = b^2/a^2 - 1$, q= 2a and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	17.8	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	8.9	mm	
Chord Length,	L =	3528	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3183.9	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3166.1	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.011150001		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6367.8	mm	*q= 2a and*
	r =	-7.72E+06		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	1214.2	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		56.25	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	56.06	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.189	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T_s - d_{ext} - d_{int}*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.189	°	
Corresponding distance,	δ =	0.475	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	3528	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1764	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	8.777	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	630.2	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	15.1	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\,(Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	16.6	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered			OK	

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

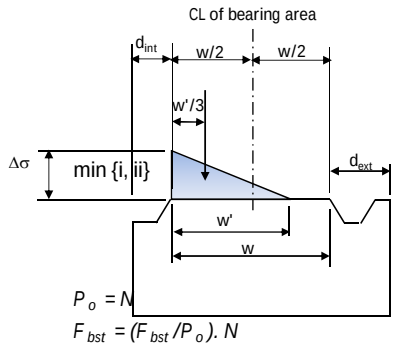
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

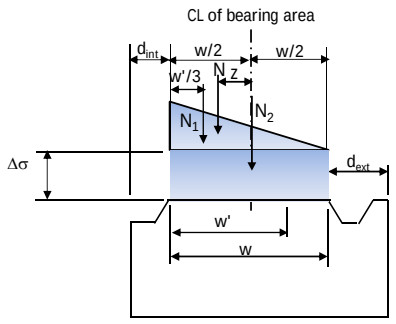
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	1569.6	2311.7	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	939.42	1681.5	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	62.19	65.28	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	9.61	6.52	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	13.85	16.81	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

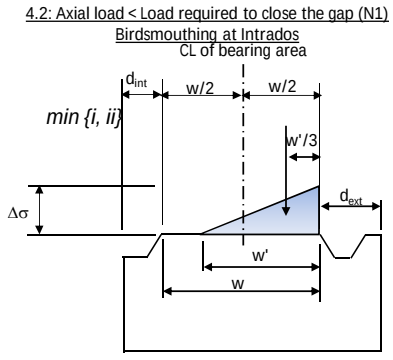
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	100.2	97.1	mm
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	199.8	202.9	mm
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	100.2	97.1	mm
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm
y_{po}/ y_o =	0.72	0.74	mm
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11	
P_o =	1569.6	2311.7	kN/m
Bursting Force F_{bst} =	172.7	254.3	kN/m

$P_o = N$

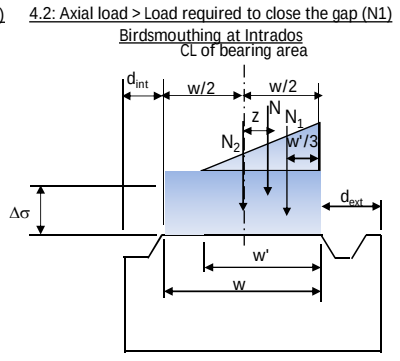
$F_{bst} = (F_{bst}/P_o).\ N$

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



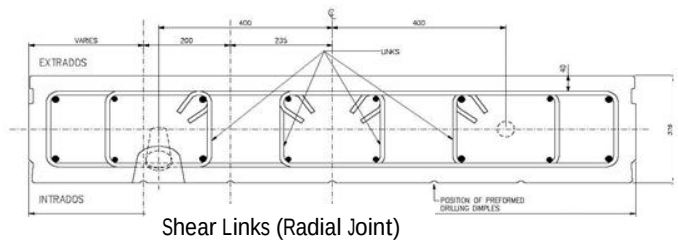
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	75.4	72.3	mm
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	224.6	227.7	mm
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	75.4	72.3	mm
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm
y_{po}/ y_o =	0.95	0.99	mm
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11	
P_o =	1569.6	2311.7	kN/m
Bursting Force F_{bst} =	172.7	254.3	kN/m
$F_{bst,\ max}$ =	172.7	254.3	kN/m
Material Factor δ_c =	1.0	1.2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1	
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2
Member Factor γ_b	1.0	1.1	
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2
Area of bursting steel required As, req =	531	861	mm^2
0.2yo	20	19	mm
2.0yo	200	194	mm

$$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$$

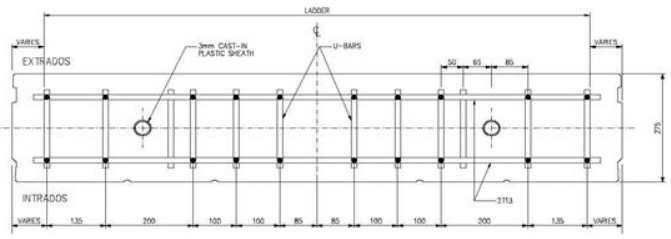
As, req = Fbst x L/ fy'

	Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300	0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls	0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment, As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check: As,prov > As, req		OK		OK	

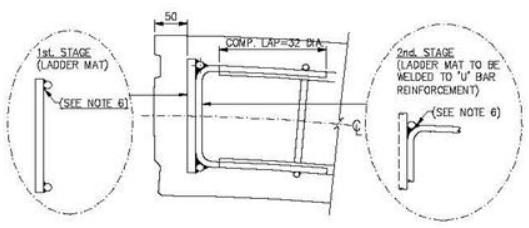
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section B-B East Bound Tunnel
Flood Ground Water Level
Zero Shear Spring Case (Orientation I)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

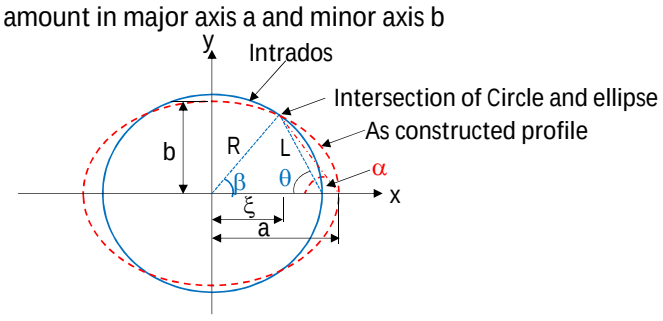
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	67.5	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm \sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

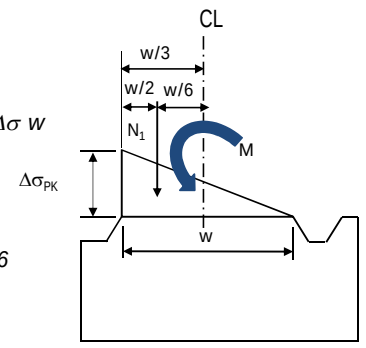
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q = 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	17.8	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	8.9	mm	
Chord Length,	L =	3528	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3183.9	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3166.1	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.011150001		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6367.8	mm	*q= 2a and*
	r =	-7.72E+06		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	1214.2	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		56.25	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	56.06	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.189	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T $_s$ - d $_{ext}$ - d $_{int}$*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.189	°	
Corresponding distance,	δ =	0.475	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	3528	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1764	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	8.777	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	630.2	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	15.1	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	16.6	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered			OK	

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

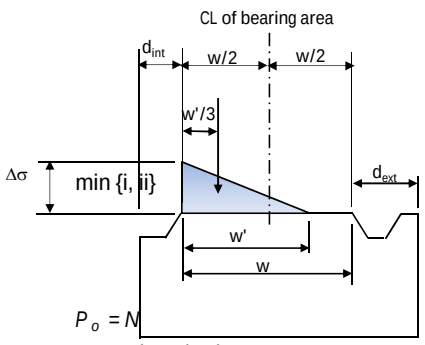
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

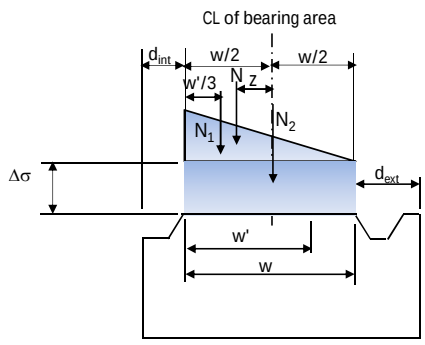
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	1503.2	2195.0	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	873.08	1564.9	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	61.77	64.93	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	10.03	6.87	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	13.56	16.38	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

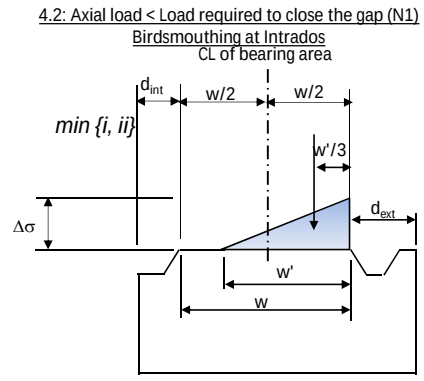


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

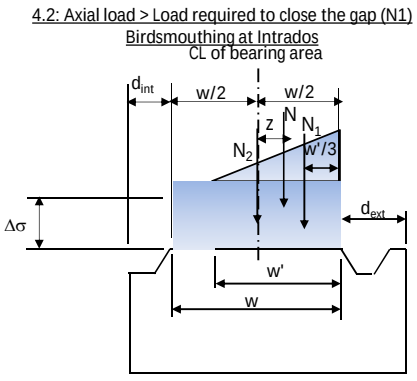
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	100.6	97.5	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	199.4	202.5	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	100.6	97.5	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.71	0.74	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1503.2	2195.0	kN/m	P_o = N
Bursting Force F_{bst} =	165.4	241.5	kN/m	F_{bst} = (F_{bst} /P_o). N

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



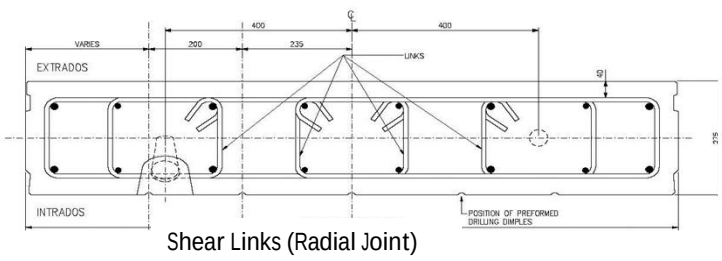
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



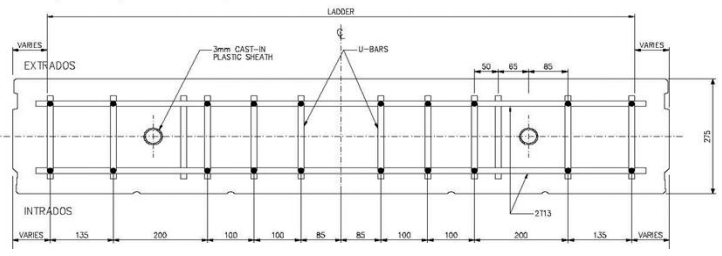
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	75.8	72.7	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	224.2	227.3	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	75.8	72.7	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.95	0.99	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1503.2	2195.0	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	165.4	241.5	kN/m	
$F_{bst, max}$ =	165.4	241.5	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	509	817	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	20	19	mm	
2.0yo	201	195	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

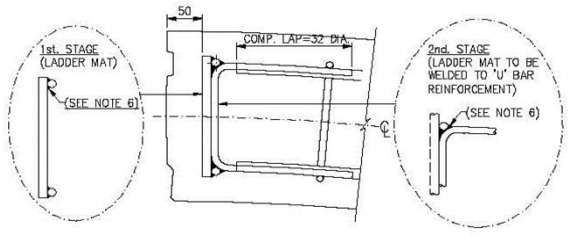
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section B-B East Bound Tunnel
Flood Ground Water Level
Full Shear Spring Case (Orientation II)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

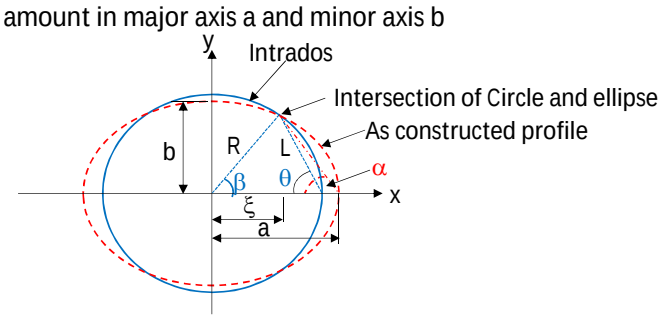
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	45	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm \sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

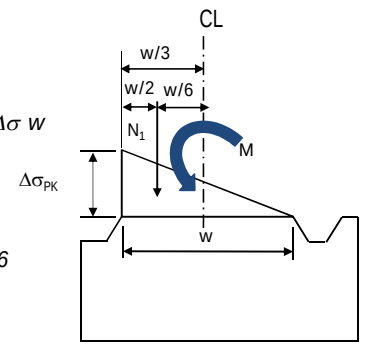
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q = 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	13.6	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	6.8	mm	
Chord Length,	L =	2430	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3181.8	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3168.2	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.008530351		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6363.6	mm	*q= 2a and*
	r =	-1.43E+07		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	2247.0	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		67.5	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	67.38	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.123	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T $_s$ - d $_{ext}$ - d $_{int}$*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.123	°	
Corresponding distance,	δ =	0.308	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	2430	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1215	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	8.267	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	593.6	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	14.2	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	15.6	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered			OK	

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

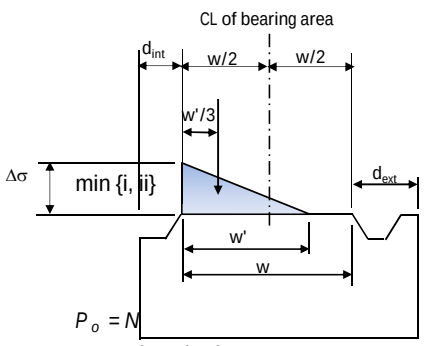
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

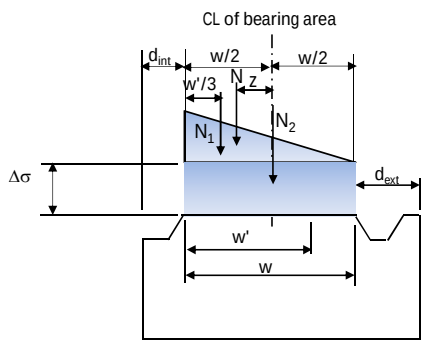
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	1571.8	2314.6	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	978.26	1721.0	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	62.76	65.66	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	9.04	6.14	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	13.45	16.33	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

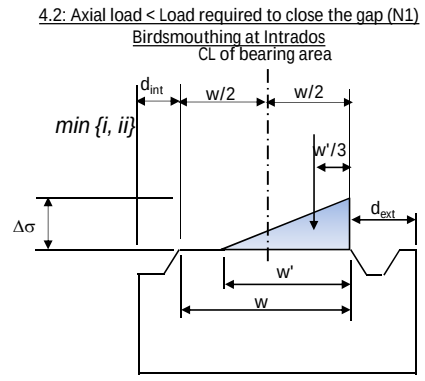


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

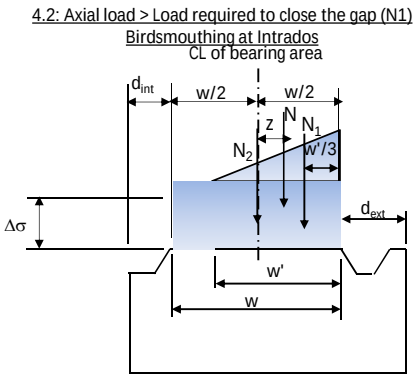
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	99.6	96.7	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	200.4	203.3	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	99.6	96.7	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.72	0.74	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1571.8	2314.6	kN/m	P_o = N
Bursting Force F_{bst} =	172.9	254.6	kN/m	F_{bst} = (F_{bst} /P_o). N

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



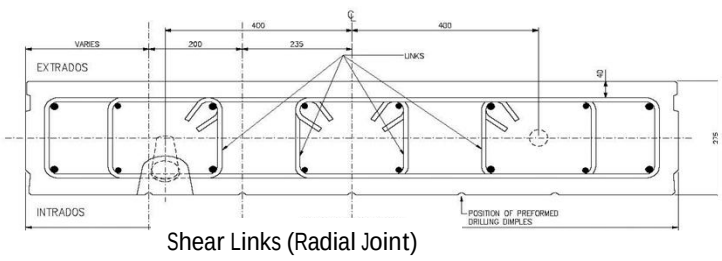
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



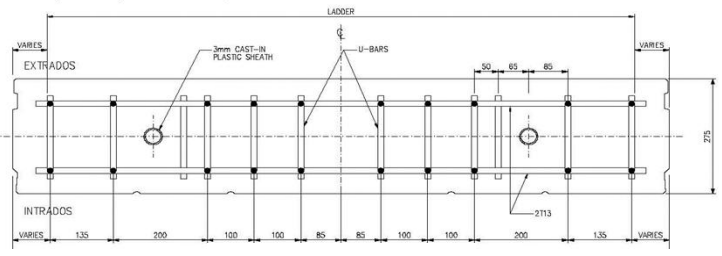
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	74.8	71.9	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	225.2	228.1	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	74.8	71.9	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.96	1.00	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1571.8	2314.6	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	172.9	254.6	kN/m	
$F_{bst, max}$ =	172.9	254.6	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	532	862	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	20	19	mm	
2.0yo	199	193	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

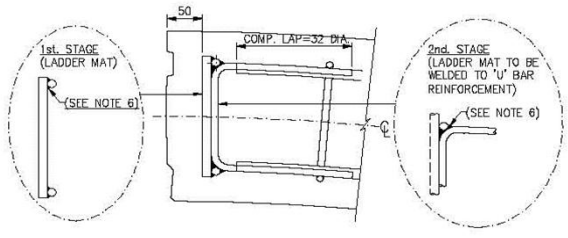
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section B-B East Bound Tunnel
Flood Ground Water Level
Zero Shear Spring Case (Orientation II)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

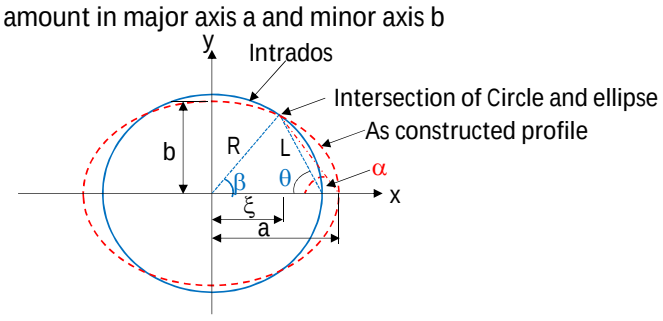
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	45	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm \sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

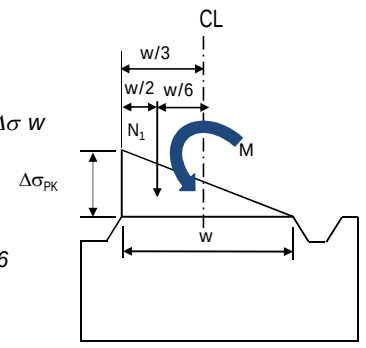
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q = 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	13.6	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	6.8	mm	
Chord Length,	L =	2430	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3181.8	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3168.2	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.008530351		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6363.6	mm	*q= 2a and*
	r =	-1.43E+07		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	2247.0	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		67.5	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	67.38	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.123	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T $_s$ - d $_{ext}$ - d $_{int}$*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.123	°	
Corresponding distance,	δ =	0.308	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	2430	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1215	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	8.267	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	593.6	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	14.2	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	15.6	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered			OK	

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

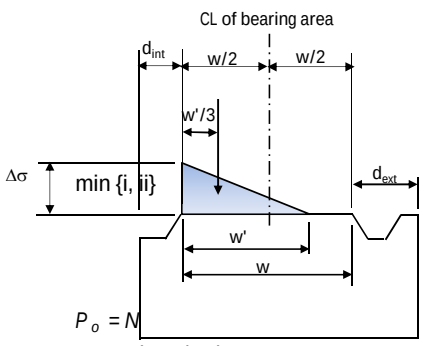
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

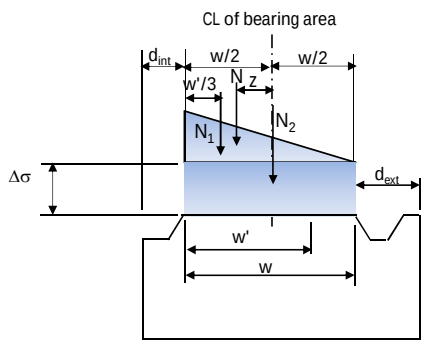
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	1501.9	2190.6	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	908.34	1597.0	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	62.34	65.31	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	9.46	6.49	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	13.15	15.88	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

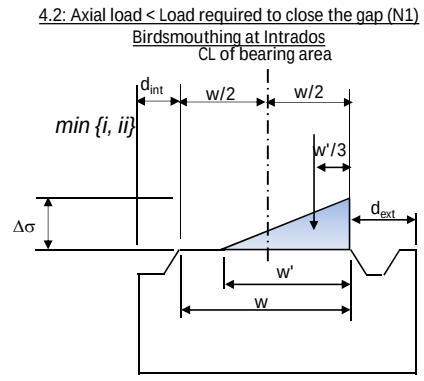


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

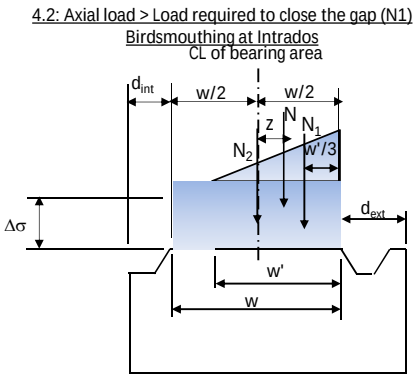
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	100.1	97.1	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	199.9	202.9	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	100.1	97.1	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.72	0.74	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1501.9	2190.6	kN/m	P_o = N
Bursting Force F_{bst} =	165.2	241.0	kN/m	F_{bst} = (F_{bst} /P_o). N

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



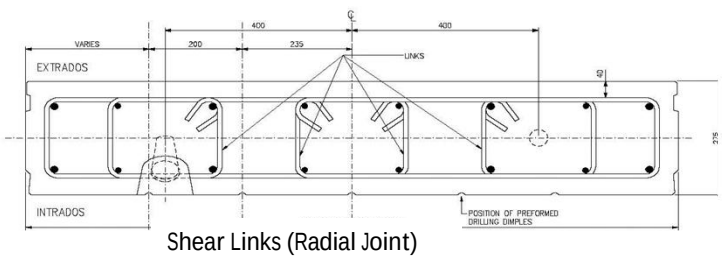
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



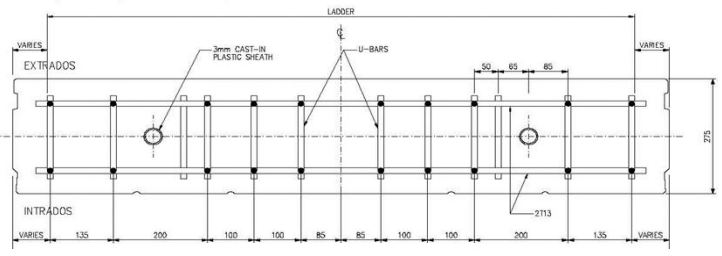
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	75.3	72.3	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	224.7	227.7	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	75.3	72.3	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.95	0.99	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1501.9	2190.6	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	165.2	241.0	kN/m	
$F_{bst, max}$ =	165.2	241.0	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	508	816	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	20	19	mm	
2.0yo	200	194	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

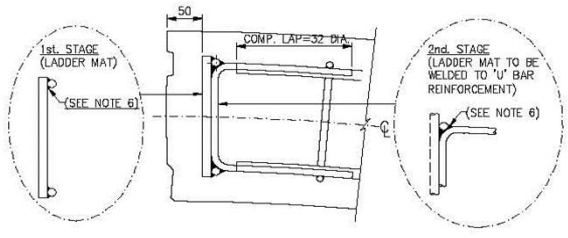
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section B-B East Bound Tunnel
High Ground Water Level
Full Shear Spring Case (Orientation I)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

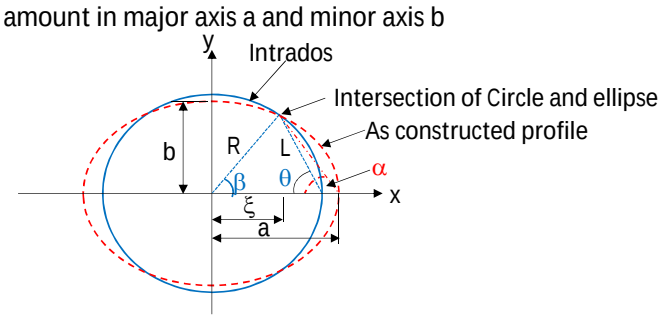
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	67.5	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm \sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

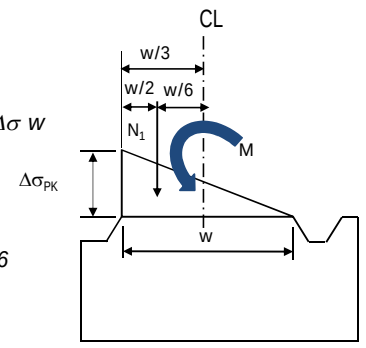
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q = 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	18.4	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	9.2	mm	
Chord Length,	L =	3528	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3184.2	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3165.8	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.011523672		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6368.4	mm	*q= 2a and*
	r =	-7.72E+06		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	1214.2	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		56.25	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	56.05	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.196	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T_s - d_{ext} - d_{int}*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.196	°	
Corresponding distance,	δ =	0.491	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	3528	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1764	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	9.073	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	651.4	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	15.6	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	17.1	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered			OK	

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

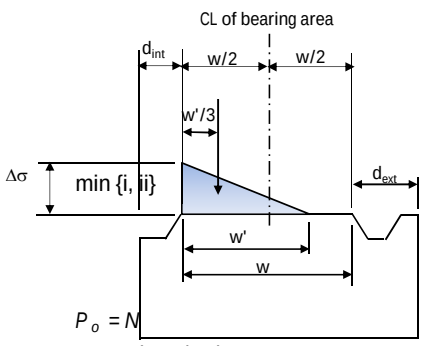
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

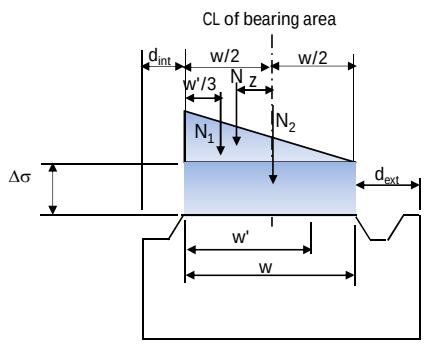
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	1579.3	2338.6	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	927.91	1687.2	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	61.93	65.13	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	9.87	6.67	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	14.13	17.19	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

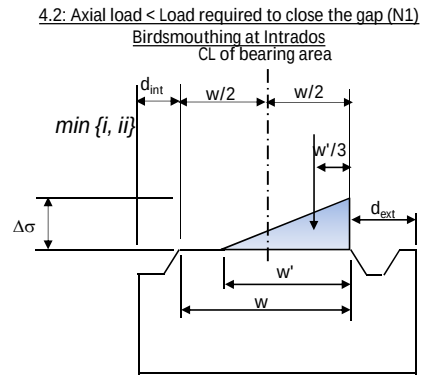


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

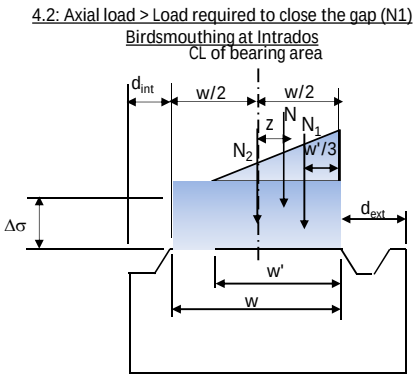
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	100.5	97.3	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	199.5	202.7	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	100.5	97.3	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.71	0.74	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1579.3	2338.6	kN/m	P_o = N
Bursting Force F_{bst} =	173.7	257.2	kN/m	F_{bst} = (F_{bst} /P_o). N

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



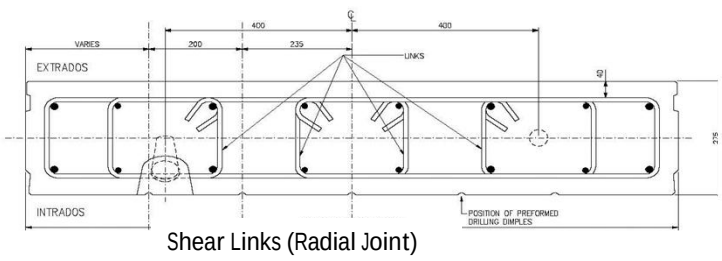
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



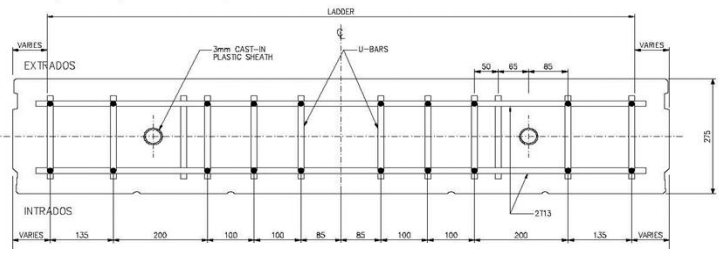
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	75.7	72.5	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	224.3	227.5	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	75.7	72.5	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.95	0.99	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1579.3	2338.6	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	173.7	257.2	kN/m	
$F_{bst, max}$ =	173.7	257.2	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	535	871	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	20	19	mm	
2.0yo	201	195	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

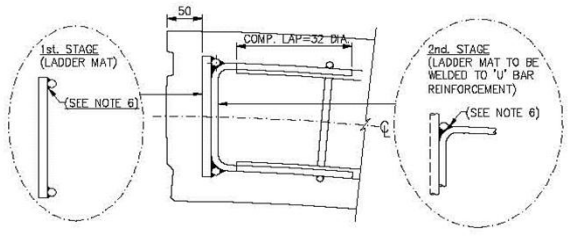
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section B-B East Bound Tunnel
High Ground Water Level
Zero Shear Spring Case (Orientation I)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

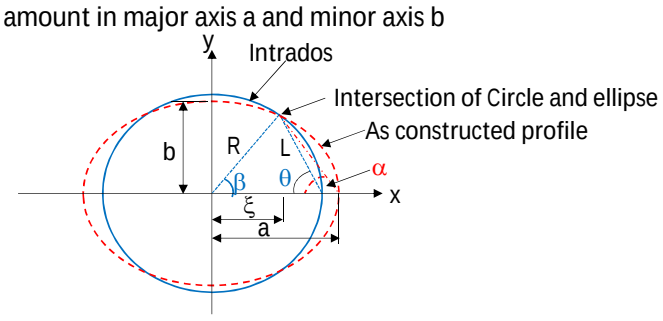
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts^3 /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	67.5	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm \sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

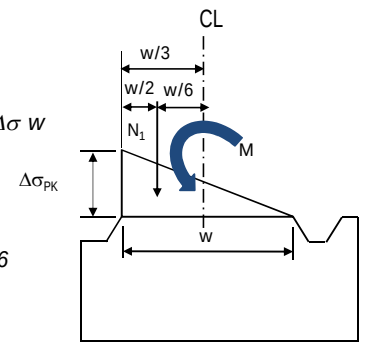
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q = 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	18.4	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	9.2	mm	
Chord Length,	L =	3528	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3184.2	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3165.8	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.011523672		*p = b^2/a^2 - 1*
	q =	6368.4	mm	*q= 2a and*
	r =	-7.72E+06		*r = $L^2 - a^2 - b^2$*
	ξ =	1214.2	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		56.25	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	56.05	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.196	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = $T_s - d_{ext} - d_{int}$*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.196	°	
Corresponding distance,	δ =	0.491	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	3528	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1764	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	9.073	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	651.4	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	15.6	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	17.1	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered			OK	

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

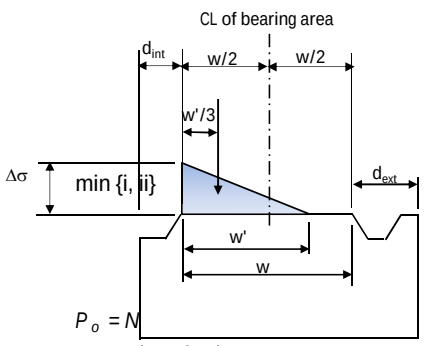
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

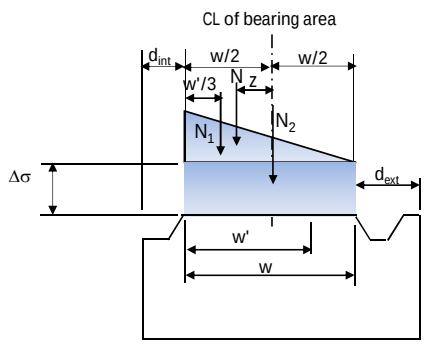
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	1508.3	2213.2	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	856.85	1561.8	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	61.46	64.76	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	10.34	7.04	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	13.81	16.72	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

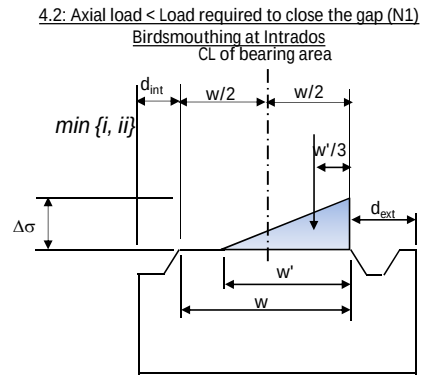


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

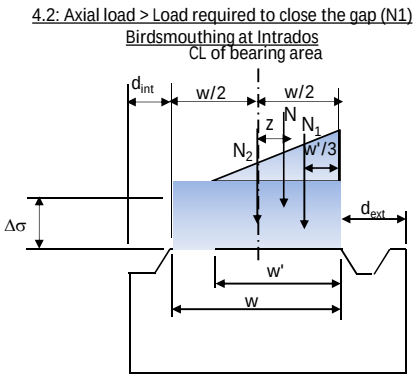
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	100.9	97.6	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	199.1	202.4	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	100.9	97.6	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.71	0.74	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1508.3	2213.2	kN/m	P_o = N
Bursting Force F_{bst} =	165.9	243.5	kN/m	F_{bst} = (F_{bst} /P_o). N

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



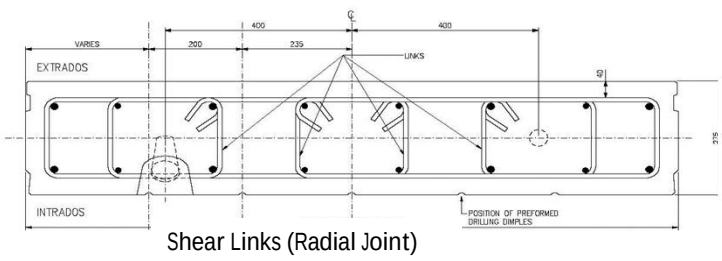
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



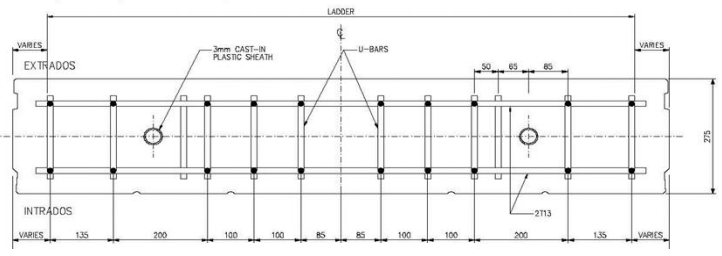
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	76.1	72.8	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	223.9	227.2	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	76.1	72.8	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.94	0.99	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1508.3	2213.2	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	165.9	243.5	kN/m	
$F_{bst, max}$ =	165.9	243.5	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	510	824	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	20	20	mm	
2.0yo	202	195	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

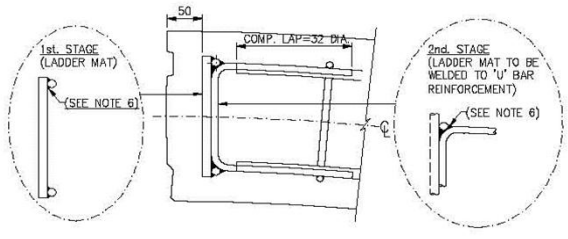
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section B-B East Bound Tunnel
High Ground Water Level
Full Shear Spring Case (Orientation II)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

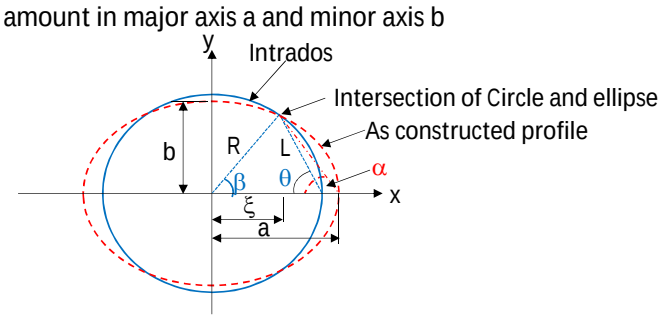
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	45	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm \sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

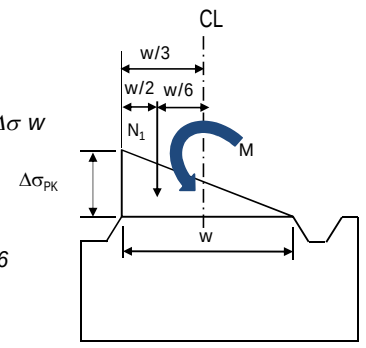
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q = 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	14.6	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	7.3	mm	
Chord Length,	L =	2430	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3182.3	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3167.7	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.009154705		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6364.6	mm	*q= 2a and*
	r =	-1.43E+07		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	2247.2	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		67.5	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	67.37	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.132	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T_s - d_{ext} - d_{int}*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.132	°	
Corresponding distance,	δ =	0.331	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	2430	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1215	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	8.876	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	637.3	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	15.3	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	16.8	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered		OK		

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

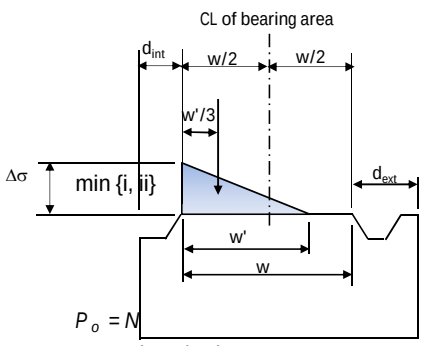
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

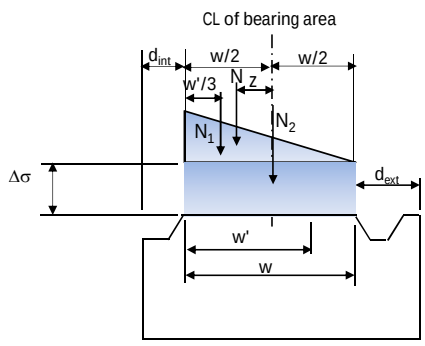
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	1581.4	2341.1	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	944.05	1703.8	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	62.15	65.28	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	9.65	6.52	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	13.98	17.01	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

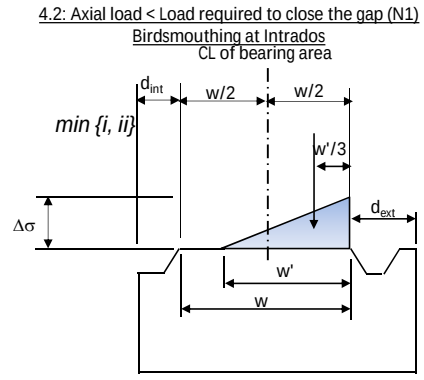


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

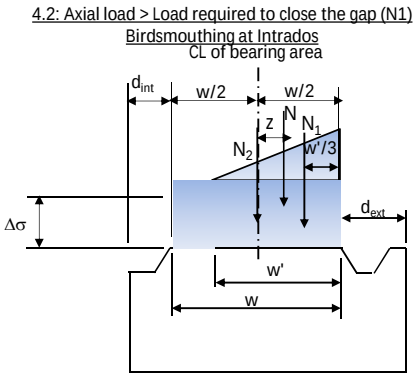
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	100.2	97.1	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	199.8	202.9	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	100.2	97.1	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.72	0.74	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1581.4	2341.1	kN/m	P_o = N
Bursting Force F_{bst} =	174.0	257.5	kN/m	F_{bst} = (F_{bst} /P_o). N

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



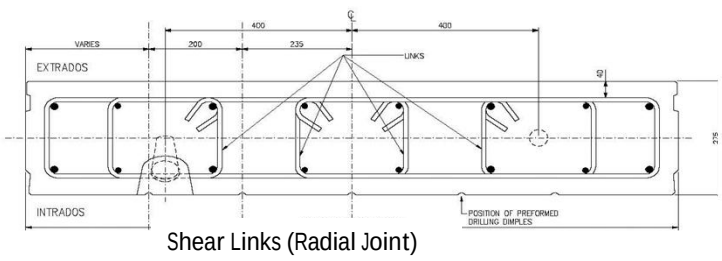
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



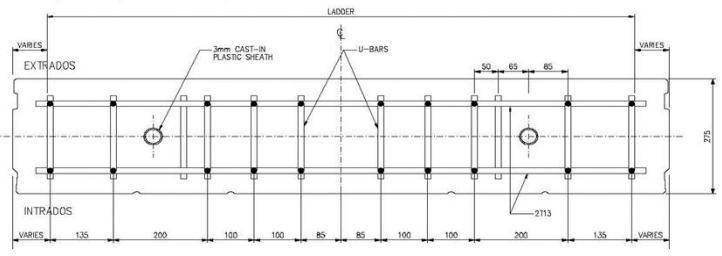
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	75.4	72.3	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	224.6	227.7	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	75.4	72.3	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.95	0.99	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1581.4	2341.1	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	174.0	257.5	kN/m	
$F_{bst, max}$ =	174.0	257.5	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	535	872	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	20	19	mm	
2.0yo	200	194	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

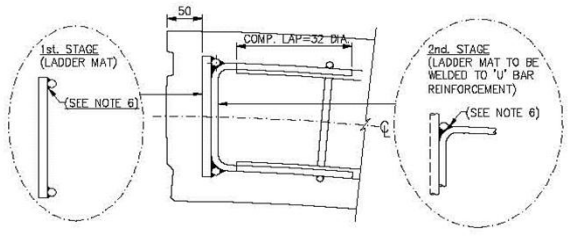
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section B-B East Bound Tunnel
High Ground Water Level
Zero Shear Spring Case (Orientation II)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

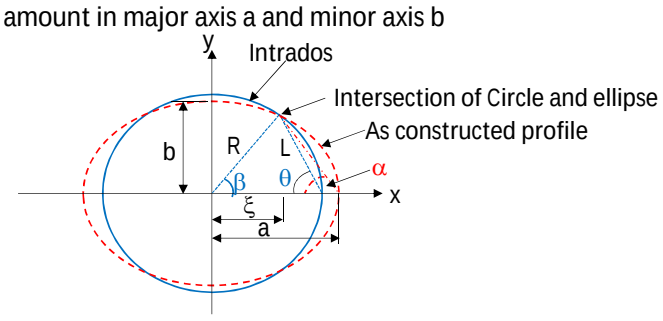
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	45	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm\sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

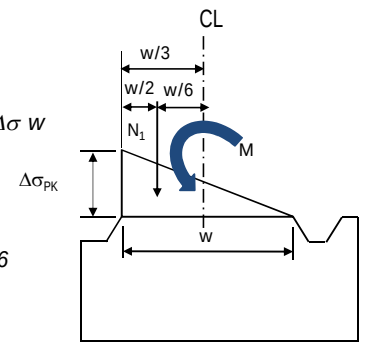
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q= 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	14.6	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	7.3	mm	
Chord Length,	L =	2430	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3182.3	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3167.7	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.009154705		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6364.6	mm	*q= 2a and*
	r =	-1.43E+07		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	2247.2	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		67.5	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	67.37	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.132	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T_s - d_{ext} - d_{int}*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.132	°	
Corresponding distance,	δ =	0.331	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	2430	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1215	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	8.876	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	637.3	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	15.3	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	16.8	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered		OK		

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

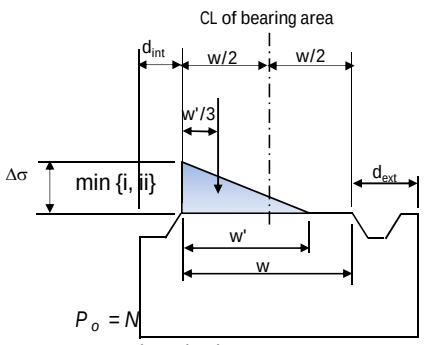
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

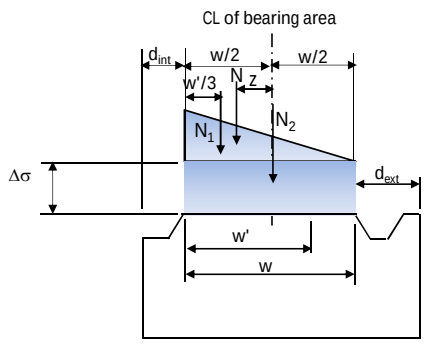
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	1505.8	2208.7	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	868.45	1571.4	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	61.67	64.89	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	10.13	6.91	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	13.64	16.52	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

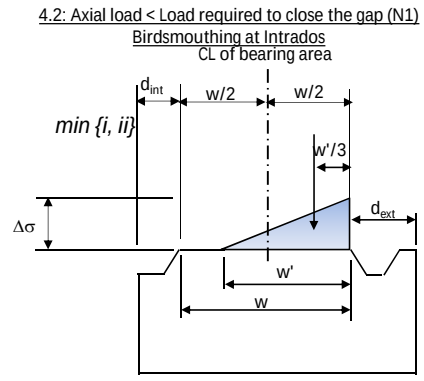


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

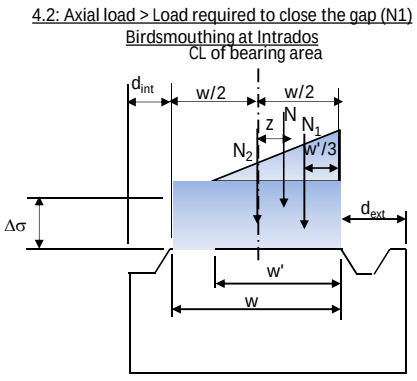
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	100.7	97.5	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	199.3	202.5	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	100.7	97.5	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.71	0.74	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1505.8	2208.7	kN/m	P_o = N
Bursting Force F_{bst} =	165.6	243.0	kN/m	F_{bst} = (F_{bst} /P_o). N

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



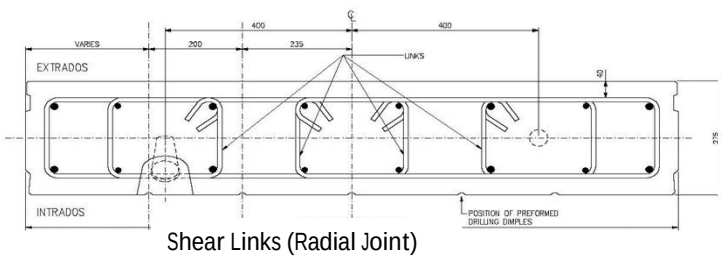
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



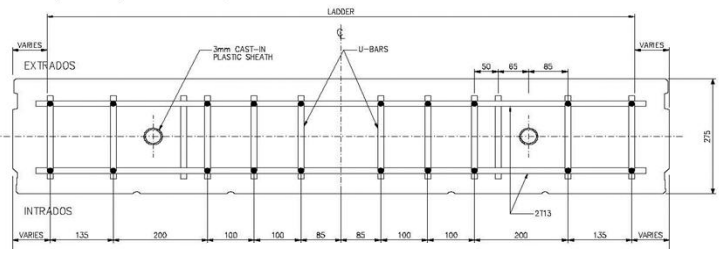
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	75.9	72.7	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	224.1	227.3	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	75.9	72.7	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.95	0.99	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1505.8	2208.7	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	165.6	243.0	kN/m	
$F_{bst, max}$ =	165.6	243.0	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	510	822	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	20	20	mm	
2.0yo	201	195	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

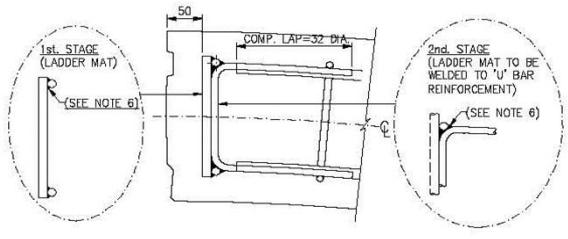
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section B-B East Bound Tunnel
Low Ground Water Level
Full Shear Spring Case (Orientation I)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

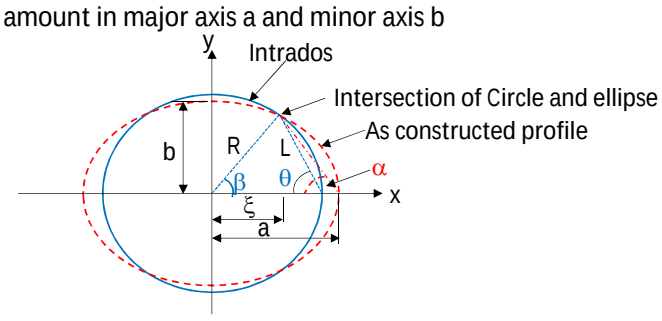
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	67.5	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm \sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

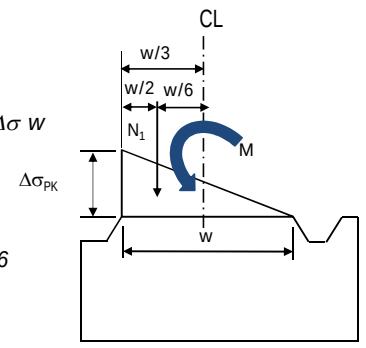
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q = 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	23.2	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	11.6	mm	
Chord Length,	L =	3528	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3186.6	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3163.4	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.014507969		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6373.2	mm	*q= 2a and*
	r =	-7.72E+06		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	1214.0	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		56.25	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	56.00	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.247	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T_s - d_{ext} - d_{int}*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.247	°	
Corresponding distance,	δ =	0.619	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	3528	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1764	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	11.440	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	821.4	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	19.7	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	21.6	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered		OK		

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

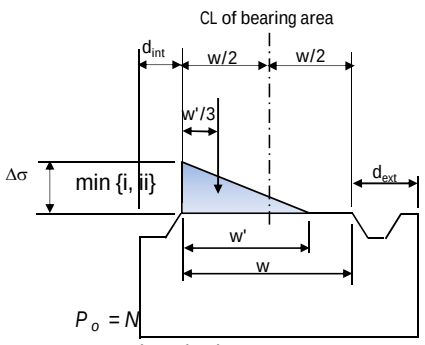
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

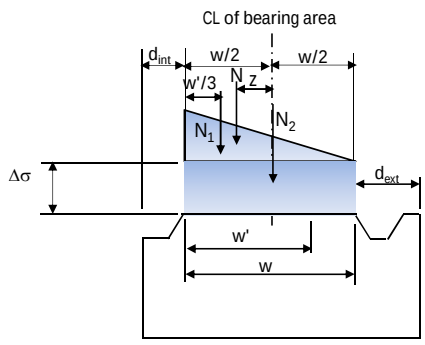
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	1486.6	2266.3	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	665.25	1445.0	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	58.58	63.13	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	13.22	8.67	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	15.39	19.00	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

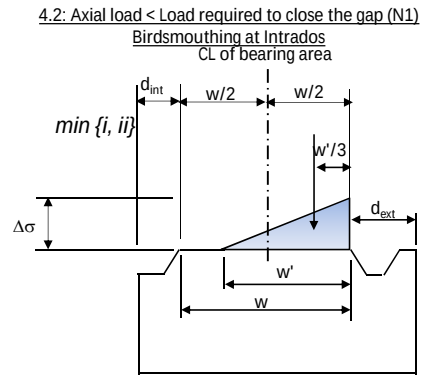


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

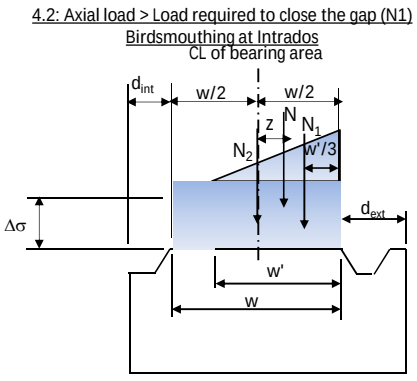
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	103.8	99.3	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	196.2	200.7	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	103.8	99.3	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.69	0.72	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1486.6	2266.3	kN/m	P_o = N
Bursting Force F_{bst} =	167.3	249.3	kN/m	F_{bst} = (F_{bst} /P_o). N

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



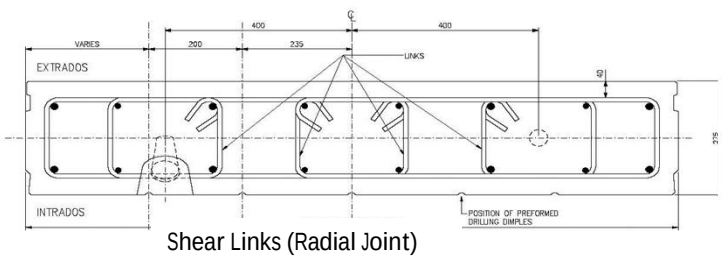
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



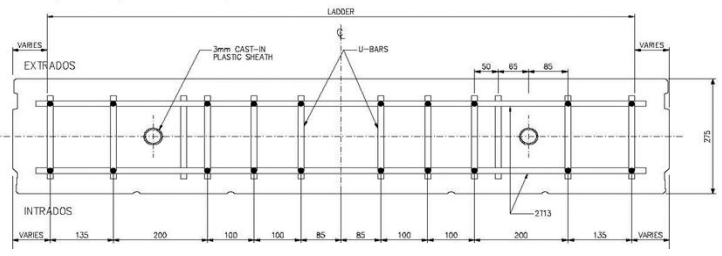
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	79.0	74.5	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	221.0	225.5	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	79.0	74.5	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.91	0.96	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1486.6	2266.3	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	163.5	249.3	kN/m	
$F_{bst, max}$ =	167.3	249.3	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	515	844	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	21	20	mm	
2.0yo	208	199	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

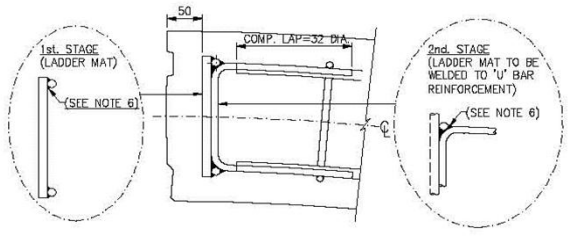
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section B-B East Bound Tunnel
Low Ground Water Level
Zero Shear Spring Case (Orientation I)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

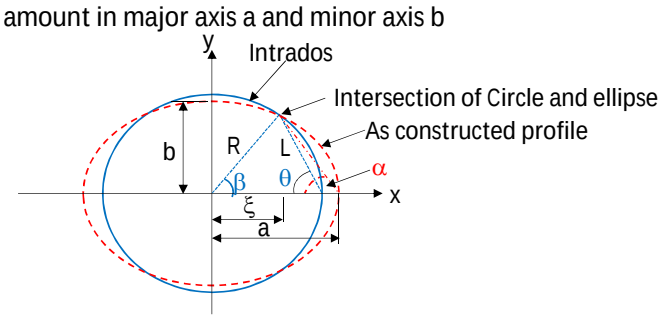
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	67.5	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm \sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

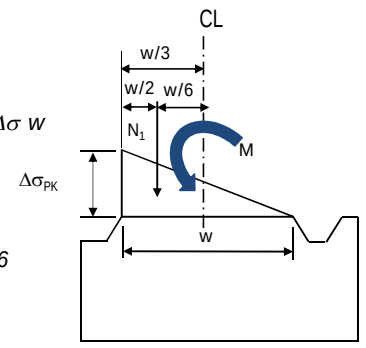
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q = 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	23.2	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	11.6	mm	
Chord Length,	L =	3528	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3186.6	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3163.4	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.014507969		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6373.2	mm	*q= 2a and*
	r =	-7.72E+06		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	1214.0	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		56.25	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	56.00	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.247	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T $_s$ - d $_{ext}$ - d $_{int}$*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.247	°	
Corresponding distance,	δ =	0.619	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	3528	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1764	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	11.440	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	821.4	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	19.7	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	21.6	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered		OK		

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

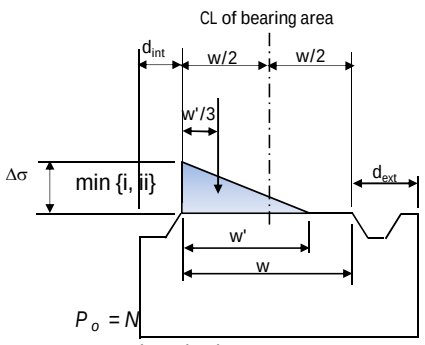
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

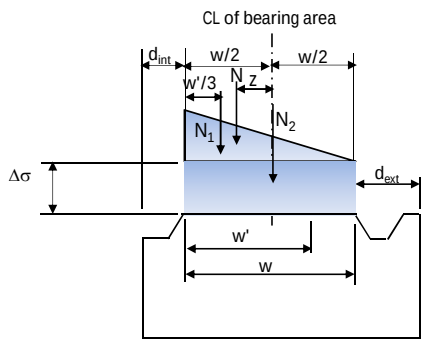
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	1406.2	2122.4	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	584.87	1301.1	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	57.82	62.54	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	13.98	9.26	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	14.97	18.39	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

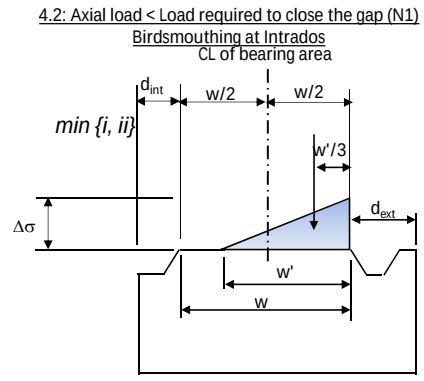


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

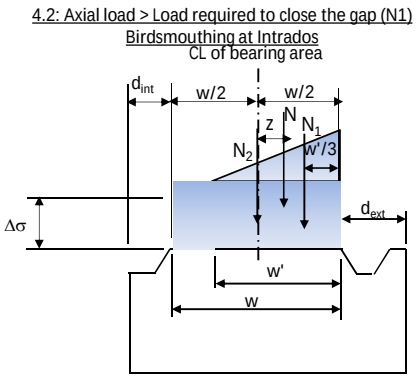
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	104.6	99.9	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	195.4	200.1	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	104.6	99.9	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.69	0.72	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1406.2	2122.4	kN/m	P_o = N
Bursting Force F_{bst} =	160.4	233.5	kN/m	F_{bst} = (F_{bst} /P_o). N

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



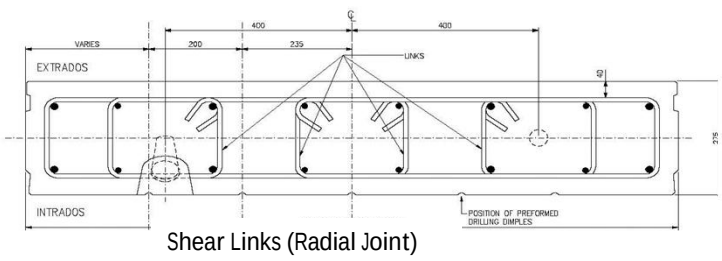
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



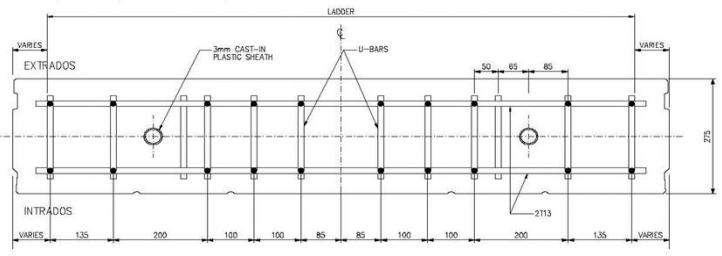
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	79.8	75.1	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	220.2	224.9	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	79.8	75.1	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.90	0.96	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1406.2	2122.4	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	154.7	233.5	kN/m	
$F_{bst, max}$ =	160.4	233.5	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	493	790	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	21	20	mm	
2.0yo	209	200	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

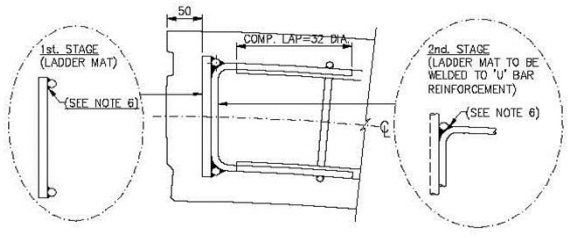
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section B-B East Bound Tunnel
Low Ground Water Level
Full Shear Spring Case (Orientation II)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

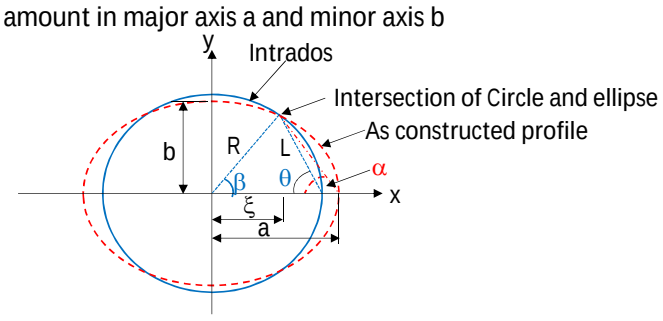
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	45	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm\sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

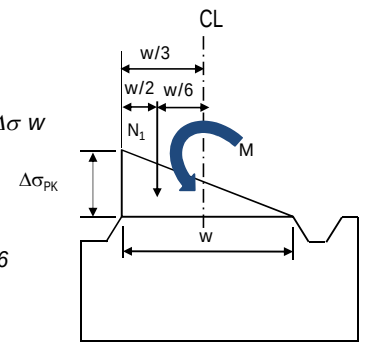
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q= 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	18.0	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	9.0	mm	
Chord Length,	L =	2430	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3184.0	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3166.0	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.011274573		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6368	mm	*q= 2a and*
	r =	-1.43E+07		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	2247.7	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		67.5	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	67.34	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.163	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T_s - d_{ext} - d_{int}*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.163	°	
Corresponding distance,	δ =	0.408	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	2430	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1215	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	10.948	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	786.1	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	18.8	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	20.7	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered		OK		

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

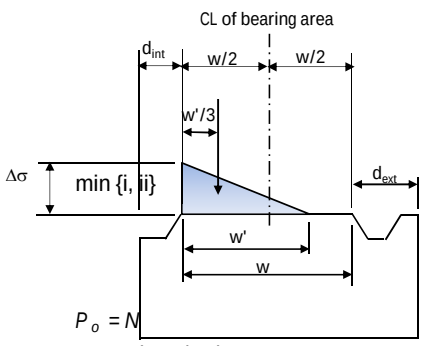
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

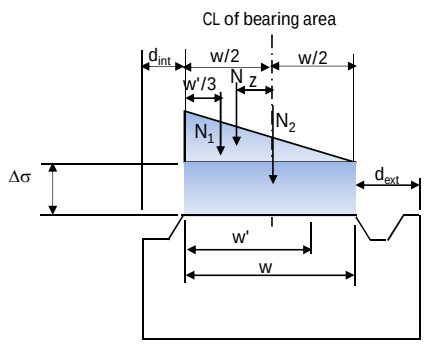
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	1488.1	2267.8	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	702.00	1481.7	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	59.16	63.50	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	12.64	8.30	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	15.06	18.60	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

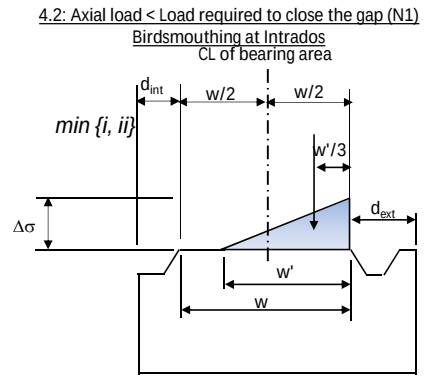


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

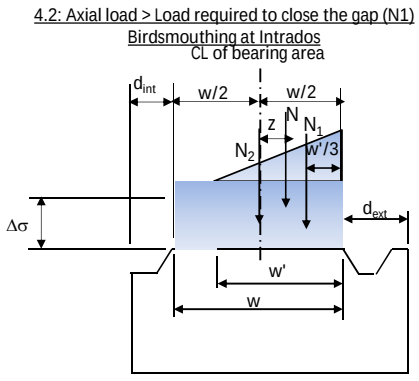
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	103.2	98.9	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	196.8	201.1	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	103.2	98.9	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.70	0.73	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1488.1	2267.8	kN/m	P_o = N
Bursting Force F_{bst} =	165.7	249.5	kN/m	F_{bst} = (F_{bst} /P_o). N

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



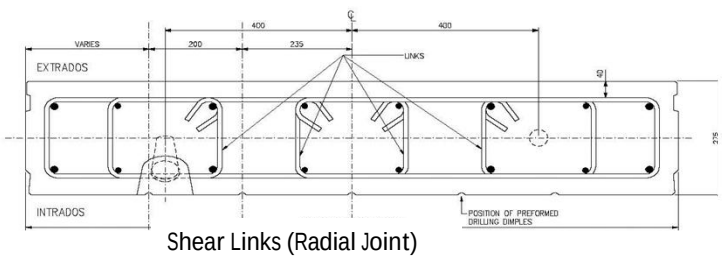
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



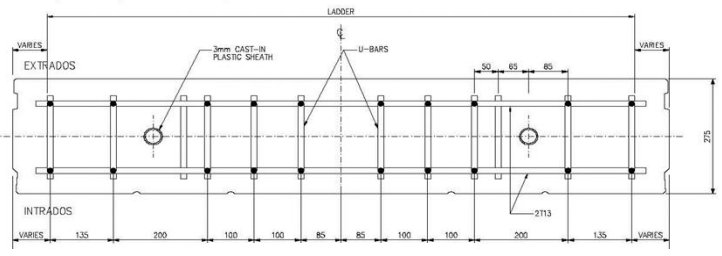
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	78.4	74.1	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	221.6	225.9	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	78.4	74.1	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.92	0.97	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1488.1	2267.8	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	163.7	249.5	kN/m	
$F_{bst, max}$ =	165.7	249.5	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	510	844	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	21	20	mm	
2.0yo	206	198	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

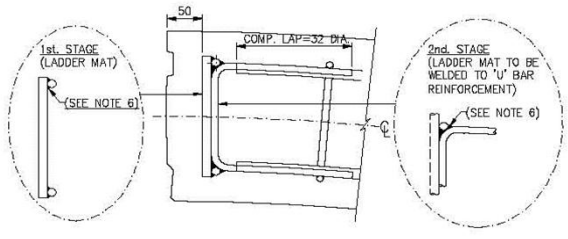
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section B-B East Bound Tunnel
Low Ground Water Level
Zero Shear Spring Case (Orientation II)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

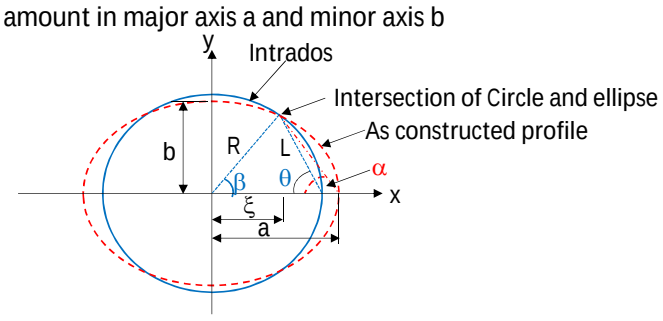
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	45	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm\sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

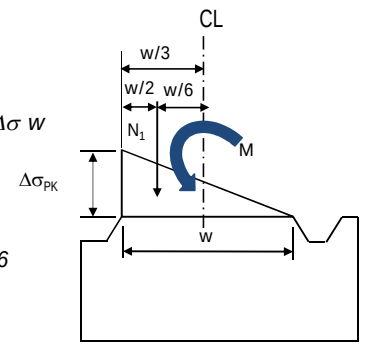
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q= 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	18.0	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	9.0	mm	
Chord Length,	L =	2430	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3184.0	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3166.0	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.011274573		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6368	mm	*q= 2a and*
	r =	-1.43E+07		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	2247.7	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		67.5	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	67.34	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.163	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T_s - d_{ext} - d_{int}*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.163	°	
Corresponding distance,	δ =	0.408	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	2430	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1215	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	10.948	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	786.1	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	18.8	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	20.7	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered		OK		

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

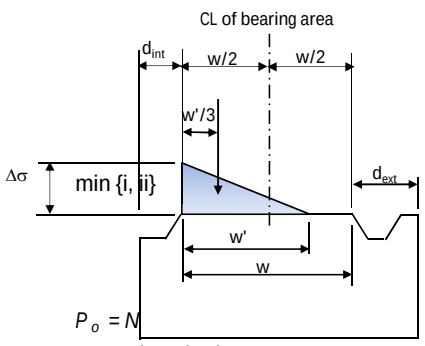
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	1409.4	2125.3	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	623.33	1339.2	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	58.45	62.95	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	13.35	8.85	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	14.66	18.00	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

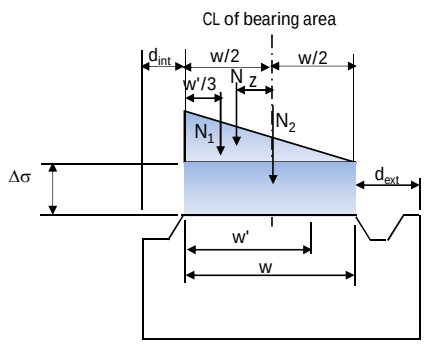
4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	103.9	99.5	mm
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	196.1	200.5	mm
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	103.9	99.5	mm
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm
y_{po}/ y_o =	0.69	0.72	mm
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11	
P_o =	1409.4	2125.3	kN/m
Bursting Force F_{bst} =	159.0	233.8	kN/m

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



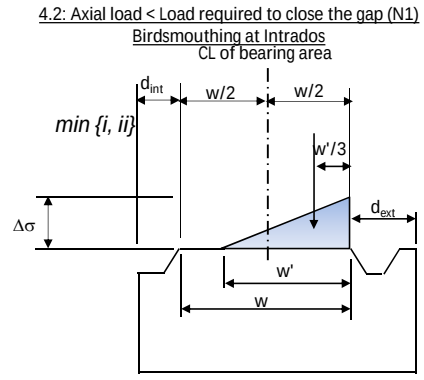
$P_o = N$

$F_{bst} = (F_{bst}/P_o).\ N$

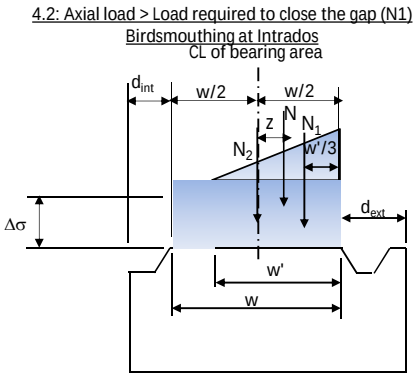
4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	79.1	74.7	mm
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	220.9	225.3	mm
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	79.1	74.7	mm
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm
y_{po}/ y_o =	0.91	0.96	mm
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11	
P_o =	1409.4	2125.3	kN/m
Bursting Force F_{bst} =	155.0	233.8	kN/m
$F_{bst,\ max}$ =	159.0	233.8	kN/m

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados

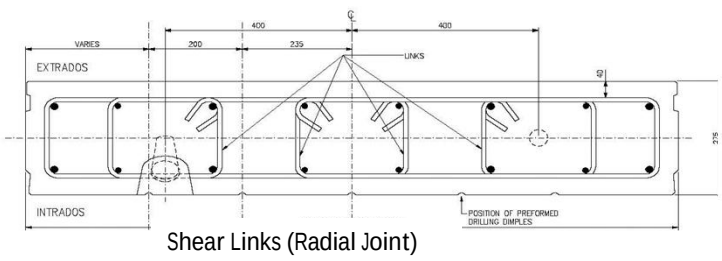


Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	489	791	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	21	20	mm	
2.0yo	208	199	mm	

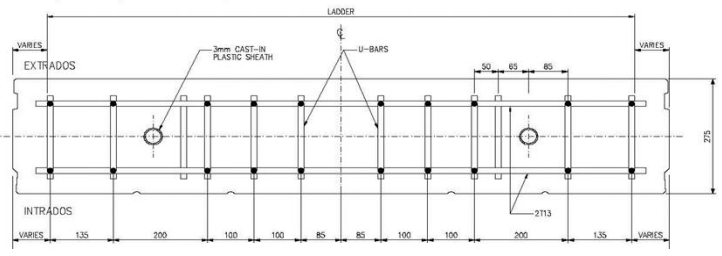
$$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$$

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

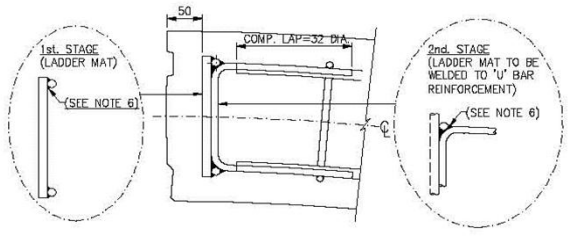
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section B-B West Bound Tunnel
Low Ground Water Level
Full Shear Spring Case (Orientation I)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

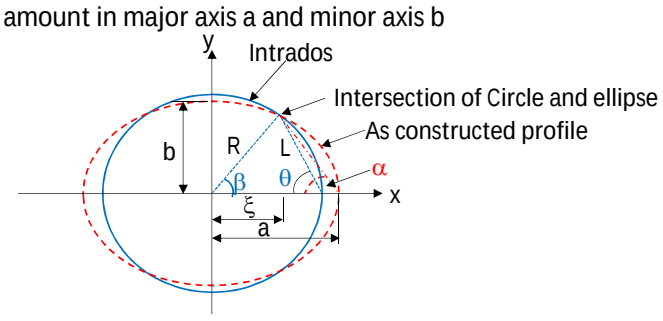
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	67.5	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm \sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

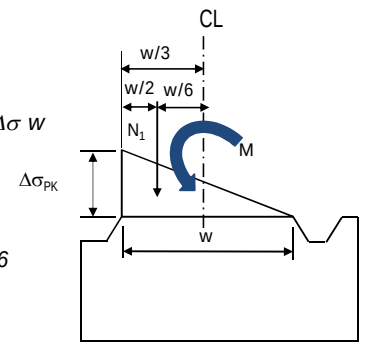
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q = 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	30.0	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	15.0	mm	
Chord Length,	L =	3528	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3190.0	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3160.0	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.018720335		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6380	mm	*q= 2a and*
	r =	-7.72E+06		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	1213.7	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		56.25	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	55.93	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.319	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T_s - d_{ext} - d_{int}*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.319	°	
Corresponding distance,	δ =	0.800	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	3528	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1764	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	14.794	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	1062.2	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	25.4	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	28.0	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered			OK	

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

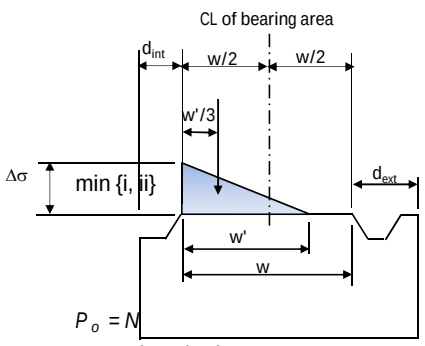
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

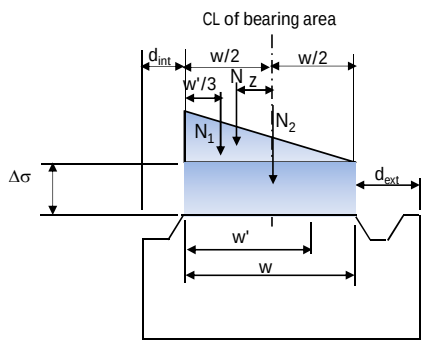
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

	(SLS)	(ULS)	
Minimum Hoop Force from analysis, N =	1057.9	1522.9	kN
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1 -		460.7	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z = -		55.11	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z = -		16.69	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	14.76	17.71	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.3	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

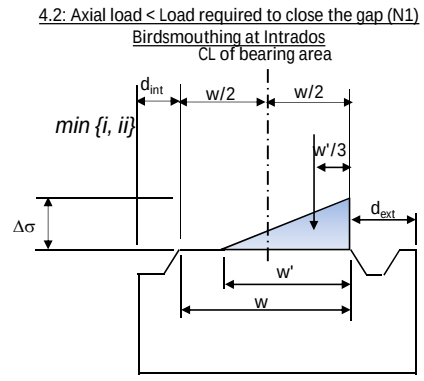
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	138.4	107.3	mm
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	161.6	192.7	mm
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	138.4	107.3	mm
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.7	71.8	mm
y_{po}/ y_o =	0.52	0.67	mm
F_{bst}/ P_o =	0.16	0.12	
P_o =	1057.9	1522.9	kN/m
Bursting Force F_{bst} =	174.2	181.6	kN/m

$P_o = N$

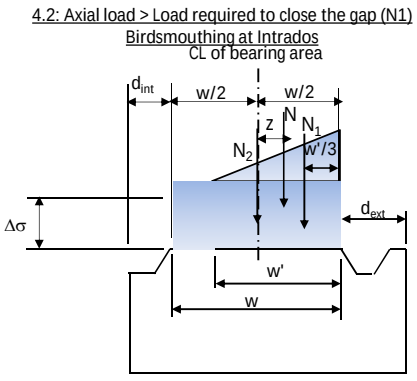
$F_{bst} = (F_{bst}/P_o).\ N$

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



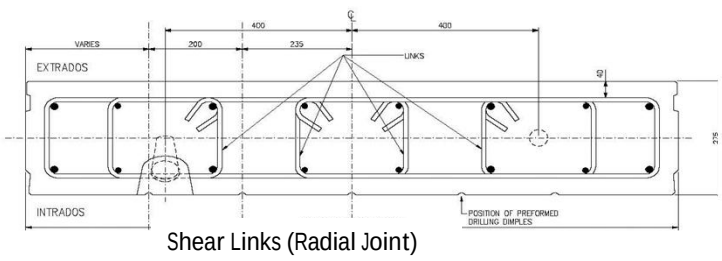
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	113.6	82.5	mm
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	186.4	217.5	mm
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	113.6	82.5	mm
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.7	71.8	mm
y_{po}/ y_o =	0.63	0.87	mm
F_{bst}/ P_o =	0.13	0.11	
P_o =	1057.9	1522.9	kN/m
Bursting Force F_{bst} =	138.3	167.5	kN/m
$F_{bst,\ max}$ =	174.2	181.6	kN/m
Material Factor δ_c =	1.0	1.2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1	
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2
Member Factor γ_b	1.0	1.1	
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2
Area of bursting steel required As, req =	536	615	mm^2
0.2yo	28	21	mm
2.0yo	277	215	mm

$$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$$

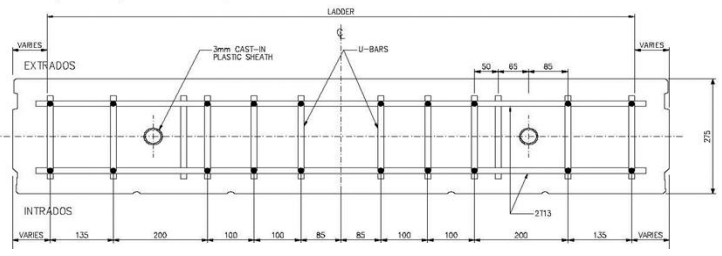
As, req = Fbst x L/ fy'

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

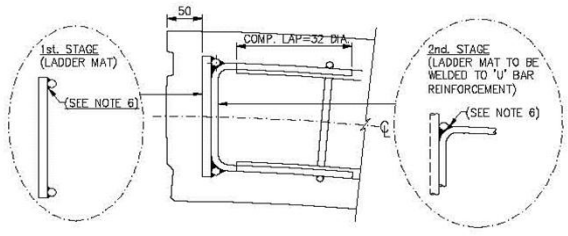
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section B-B West Bound Tunnel
Low Ground Water Level
Zero Shear Spring Case (Orientation I)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

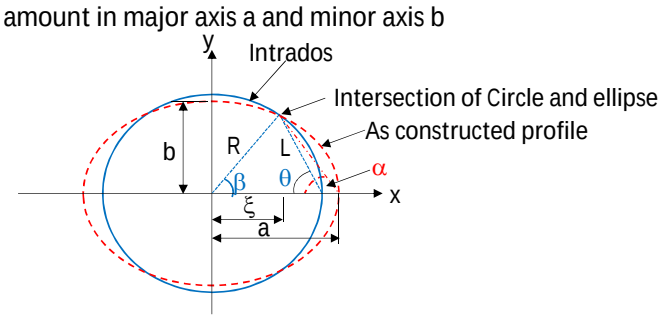
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	67.5	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm \sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

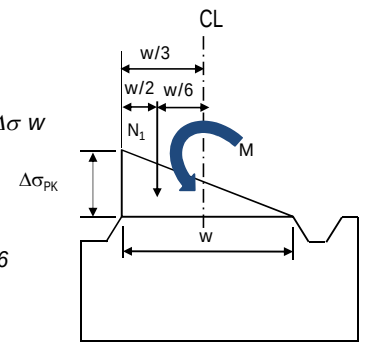
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q = 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	30.0	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	15.0	mm	
Chord Length,	L =	3528	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3190.0	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3160.0	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.018720335		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6380	mm	*q= 2a and*
	r =	-7.72E+06		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	1213.7	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		56.25	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	55.93	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.319	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T_s - d_{ext} - d_{int}*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.319	°	
Corresponding distance,	δ =	0.800	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	3528	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1764	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	14.794	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	1062.2	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	25.4	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	28.0	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered			OK	

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

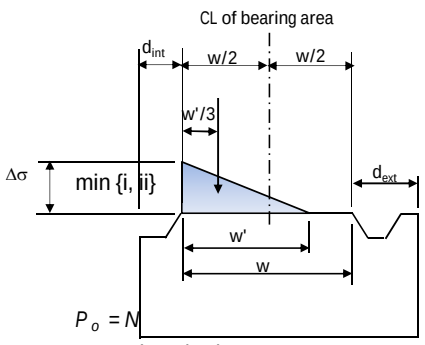
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

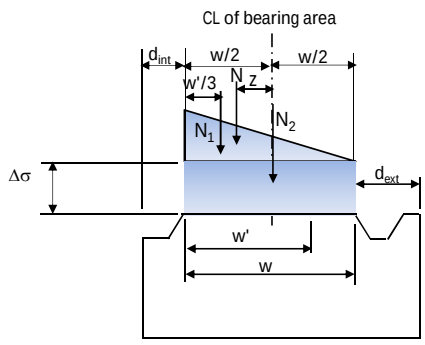
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	972.4	1386.0	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1 -		323.8	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z = -		53.46	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z = -		18.34	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	14.15	16.90	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	137.4	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

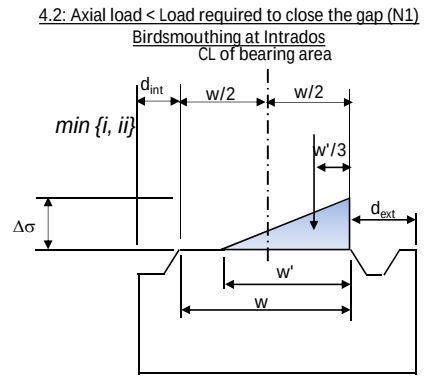


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

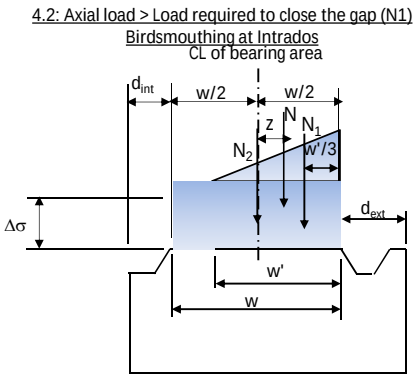
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	136.4	108.9	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	163.6	191.1	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	136.4	108.9	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	68.7	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.50	0.66	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.17	0.12		
P_o =	972.4	1386.0	kN/m	P_o = N
Bursting Force F_{bst} =	164.2	169.5	kN/m	F_{bst} = (F_{bst} /P_o). N

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



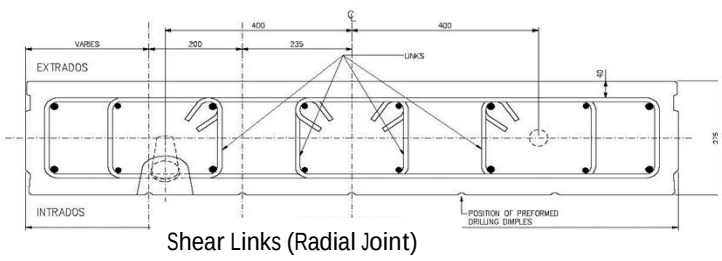
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



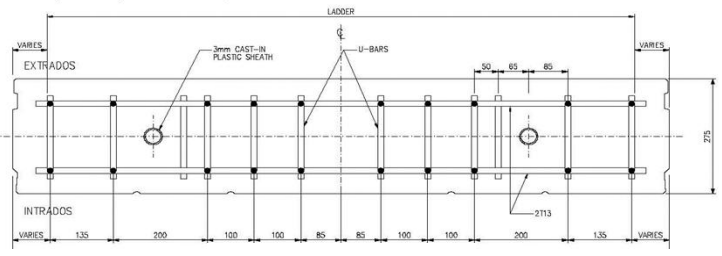
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	111.6	84.1	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	188.4	215.9	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	111.6	84.1	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	68.7	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.62	0.85	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.14	0.11		
P_o =	972.4	1386.0	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	131.6	152.5	kN/m	
$F_{bst, max}$ =	164.2	169.5	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	505	574	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	27	22	mm	
2.0yo	273	218	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

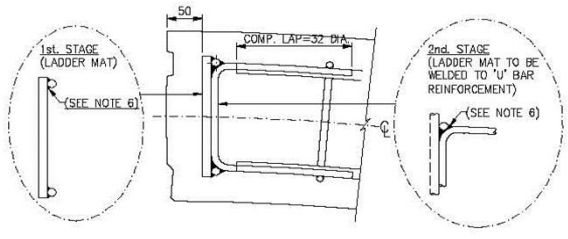
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section B-B West Bound Tunnel
Low Ground Water Level
Full Shear Spring Case (Orientation II)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

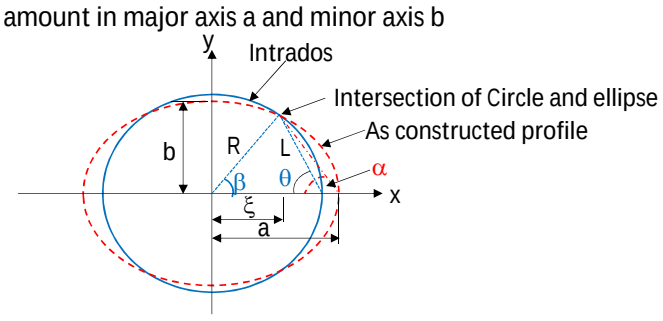
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	45	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm\sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

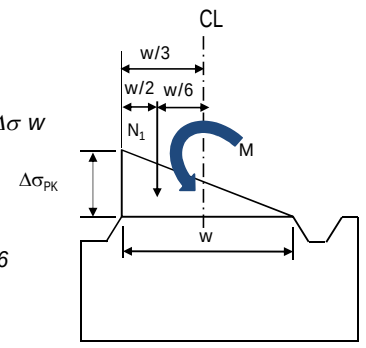
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q= 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	22.2	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	11.1	mm	
Chord Length,	L =	2430	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3186.1	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3163.9	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.013886983		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6372.2	mm	*q= 2a and*
	r =	-1.43E+07		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	2248.3	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		67.5	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	67.30	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.201	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T $_s$ - d $_{ext}$ - d $_{int}$*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.201	°	
Corresponding distance,	δ =	0.504	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	2430	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1215	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	13.511	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	970.1	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	23.2	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	25.5	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered		OK		

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

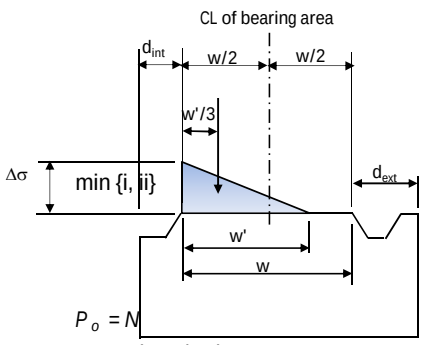
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	1047.0	1504.2	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	76.92	534.2	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	49.62	56.37	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	22.18	15.43	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	14.04	16.82	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

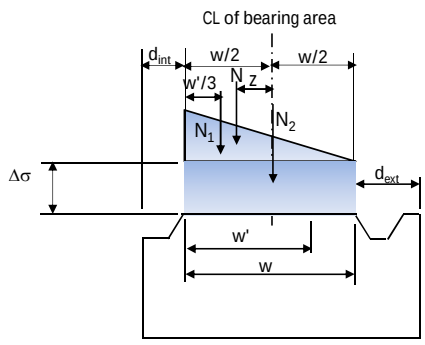
4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	112.8	106.0	mm
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	187.2	194.0	mm
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	112.8	106.0	mm
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm
y_{po}/ y_o =	0.64	0.68	mm
F_{bst}/ P_o =	0.13	0.12	
P_o =	1047.0	1504.2	kN/m
Bursting Force F_{bst} =	135.1	175.8	kN/m

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



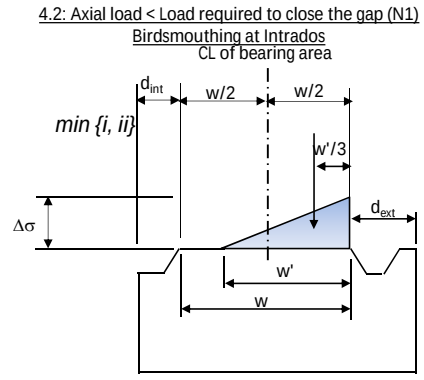
$P_o = N$

$F_{bst} = (F_{bst}/P_o).\ N$

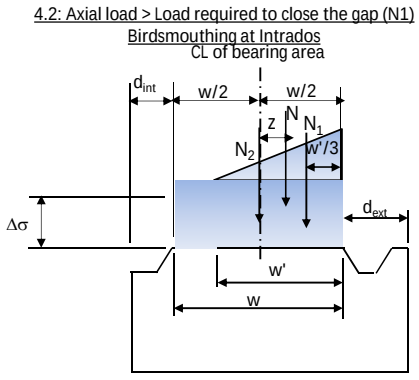
4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	88.0	81.2	mm
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	212.0	218.8	mm
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	88.0	81.2	mm
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm
y_{po}/ y_o =	0.82	0.88	mm
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11	
P_o =	1047.0	1504.2	kN/m
Bursting Force F_{bst} =	115.2	165.5	kN/m
$F_{bst,\ max}$ =	135.1	175.8	kN/m

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



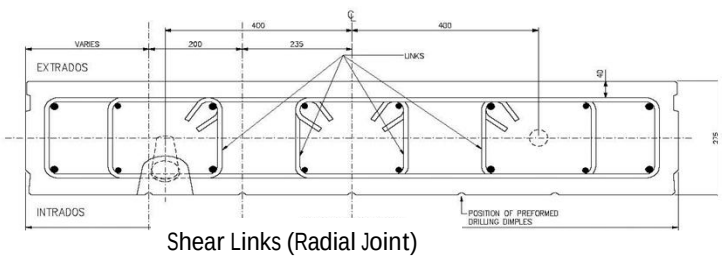
	Material Factor δ_c =	1.0	1.2	
	Member Factor γ_b	1.0	1.1	
Tension Strength of Concrete	F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2
	Member Factor γ_b	1.0	1.1	
Maximum Allowable Stress (deformed type 2)	fv' =	390	355	N/mm^2
Area of bursting steel required	As, req =	416	595	mm^2
	0.2yo	23	21	mm
	2.0yo	226	212	mm

$$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$$

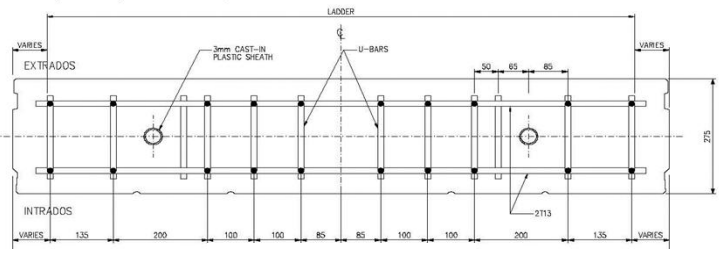
As, req = Fbst x L/ fy'

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

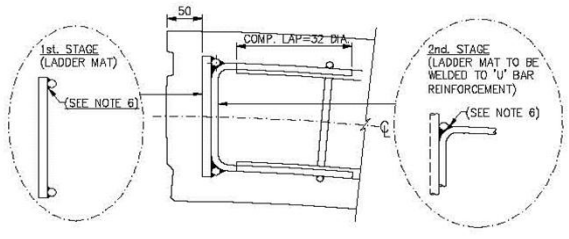
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section B-B West Bound Tunnel
Low Ground Water Level
Zero Shear Spring Case (Orientation II)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

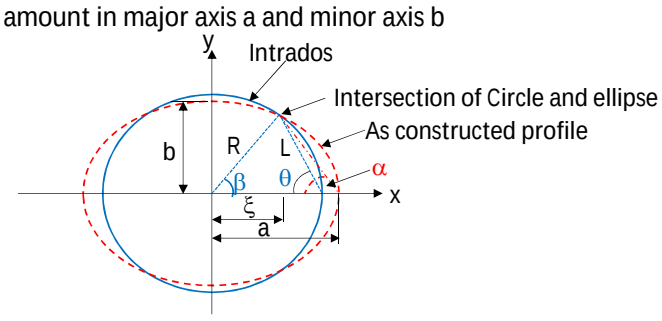
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	45	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm \sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

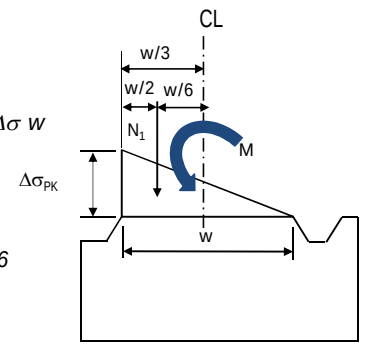
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q = 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	22.2	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	11.1	mm	
Chord Length,	L =	2430	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3186.1	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3163.9	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.013886983		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6372.2	mm	*q= 2a and*
	r =	-1.43E+07		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	2248.3	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		67.5	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	67.30	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.201	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T $_s$ - d $_{ext}$ - d $_{int}$*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.201	°	
Corresponding distance,	δ =	0.504	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	2430	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1215	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	13.511	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	970.1	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	23.2	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	25.5	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered		OK		

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

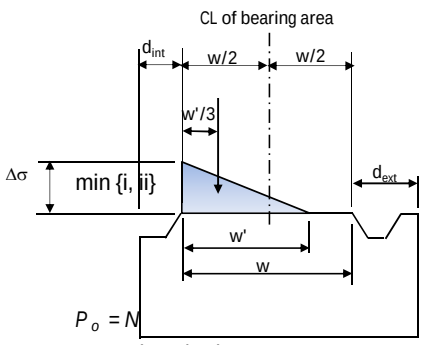
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

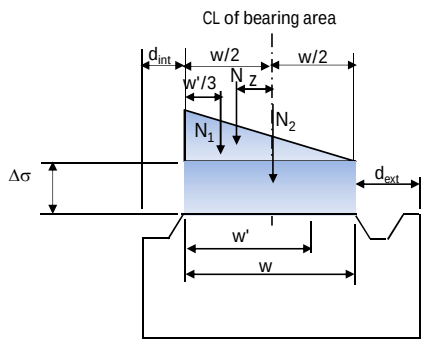
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

	(SLS)	(ULS)	
Minimum Hoop Force from analysis, N =	964.5	1373.0	kN
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1 -		403.0	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z = -		54.89	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z = -		16.91	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	13.47	16.07	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.2	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

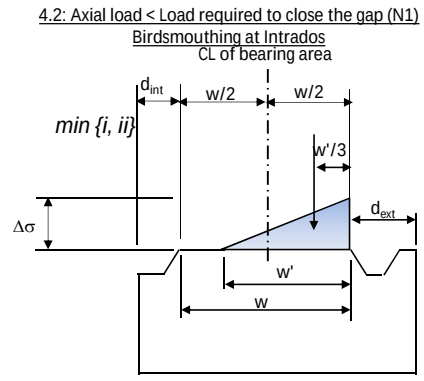


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

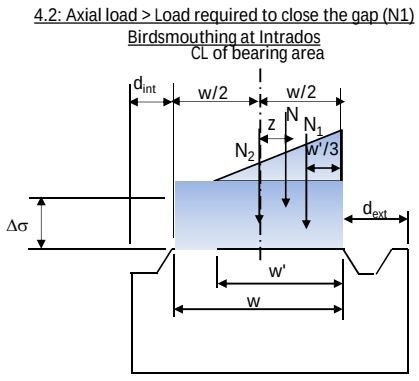
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	138.3	107.5	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	161.7	192.5	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	138.3	107.5	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.6	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.52	0.67	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.16	0.12		
P_o =	964.5	1373.0	kN/m	P_o = N
Bursting Force F_{bst} =	158.9	164.3	kN/m	F_{bst} = (F_{bst} /P_o). N

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



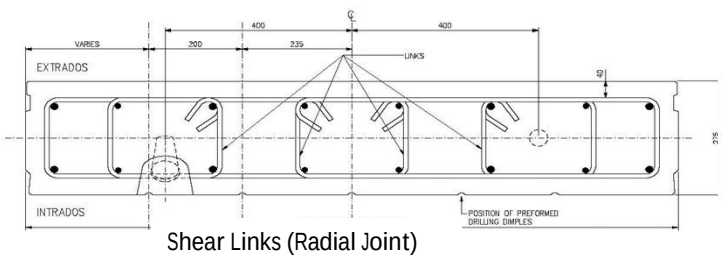
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



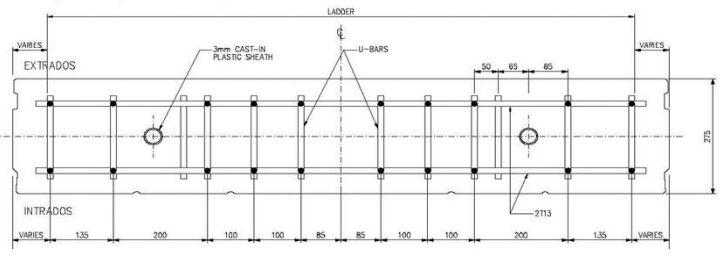
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	113.5	82.7	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	186.5	217.3	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	113.5	82.7	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.6	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.63	0.87	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.13	0.11		
P_o =	964.5	1373.0	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	126.2	151.0	kN/m	
$F_{bst, max}$ =	158.9	164.3	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	489	556	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	28	22	mm	
2.0yo	277	215	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

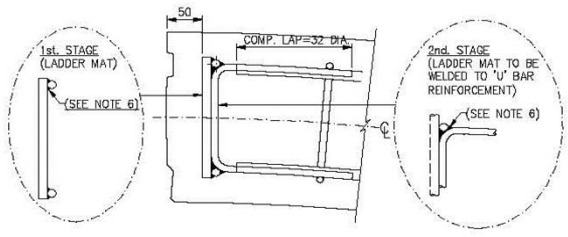
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section C-C West Bound Tunnel
Low Ground Water Level
Full Shear Spring Case (Orientation I)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

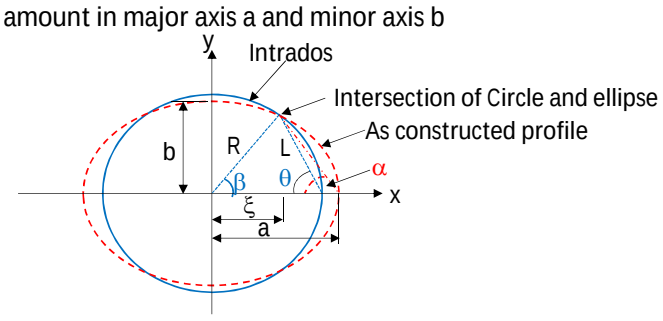
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	67.5	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm \sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

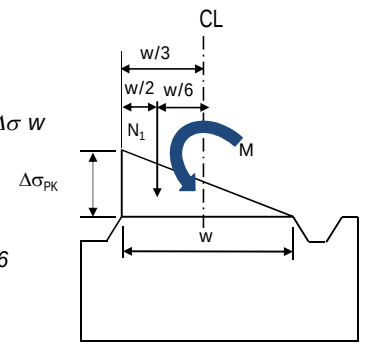
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q = 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	22.4	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	11.2	mm	
Chord Length,	L =	3528	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3186.2	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3163.8	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.014011211		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6372.4	mm	*q= 2a and*
	r =	-7.72E+06		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	1214.0	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		56.25	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	56.01	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.238	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T $_s$ - d $_{ext}$ - d $_{int}$*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.238	°	
Corresponding distance,	δ =	0.598	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	3528	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1764	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	11.045	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	793.0	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	19.0	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	20.9	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered		OK		

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

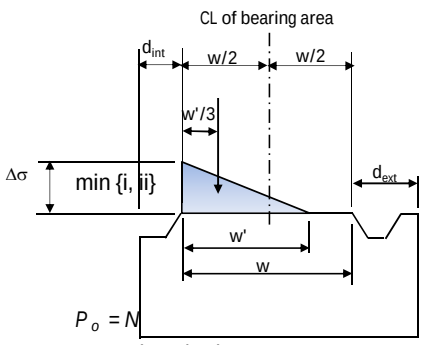
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

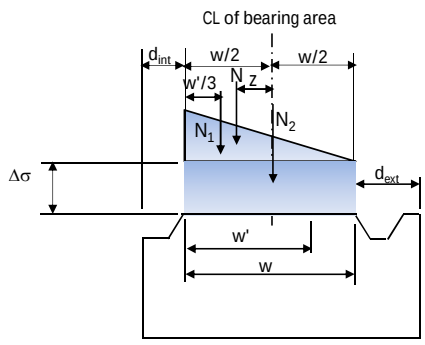
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	959.2	1373.7	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	166.15	580.7	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	52.01	57.98	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	19.79	13.82	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	12.15	14.54	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

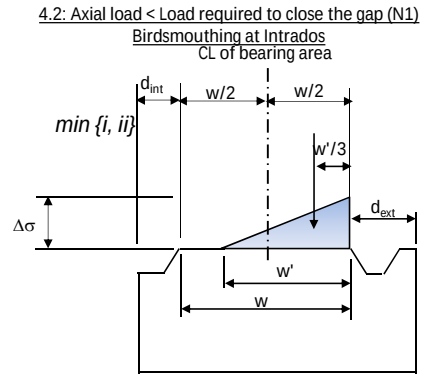


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

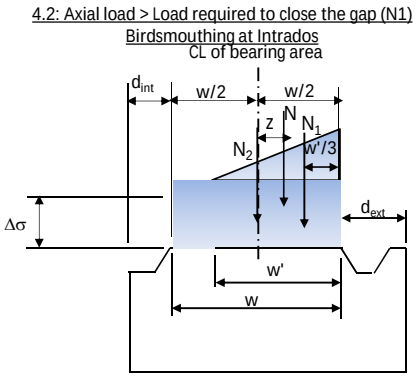
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	110.4	104.4	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	189.6	195.6	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	110.4	104.4	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.65	0.69	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.12	0.11		
P_o =	959.2	1373.7	kN/m	$P_o = N$
Bursting Force F_{bst} =	119.8	156.2	kN/m	$F_{bst} = (F_{bst}/P_o).N$

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



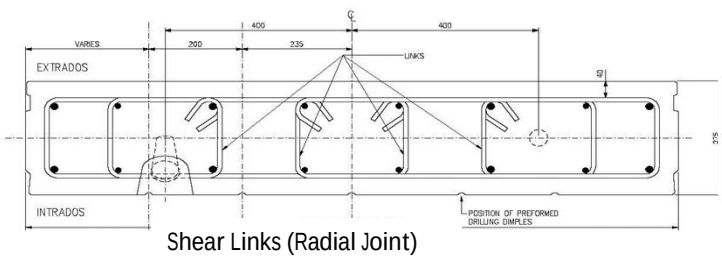
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



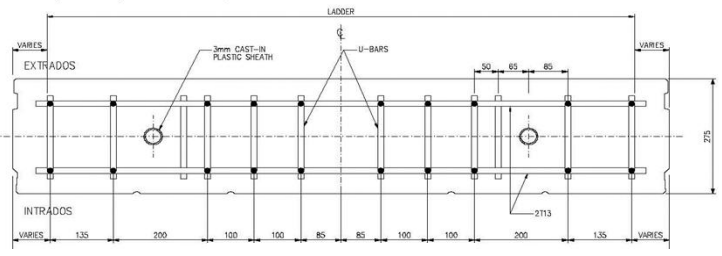
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	85.6	79.6	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	214.4	220.4	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	85.6	79.6	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.84	0.90	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	959.2	1373.7	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	105.5	151.1	kN/m	
$F_{bst, max}$ =	119.8	156.2	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	369	529	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	22	21	mm	
2.0yo	221	209	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

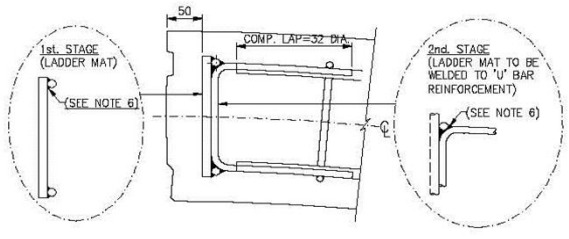
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section C-C West Bound Tunnel
Low Ground Water Level
Zero Shear Spring Case (Orientation I)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

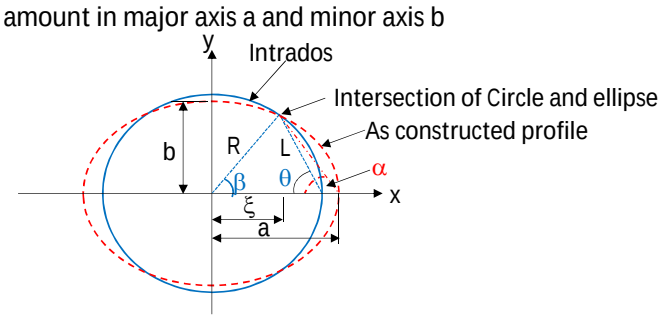
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	67.5	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm \sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

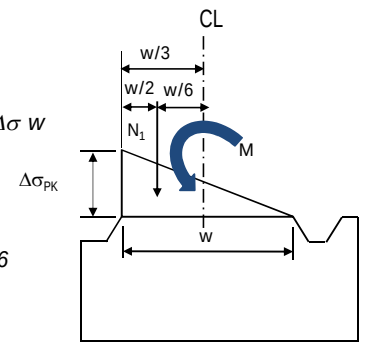
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q = 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	22.4	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	11.2	mm	
Chord Length,	L =	3528	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3186.2	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3163.8	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.014011211		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6372.4	mm	*q= 2a and*
	r =	-7.72E+06		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	1214.0	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		56.25	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	56.01	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.238	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T_s - d_{ext} - d_{int}*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.238	°	
Corresponding distance,	δ =	0.598	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	3528	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1764	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	11.045	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	793.0	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	19.0	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	20.9	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered		OK		

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

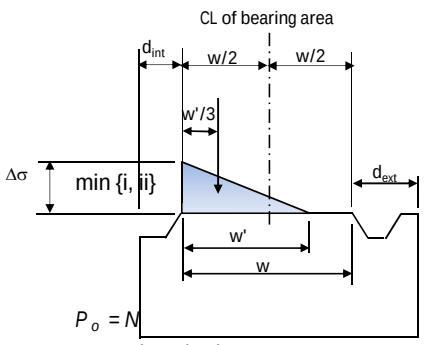
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

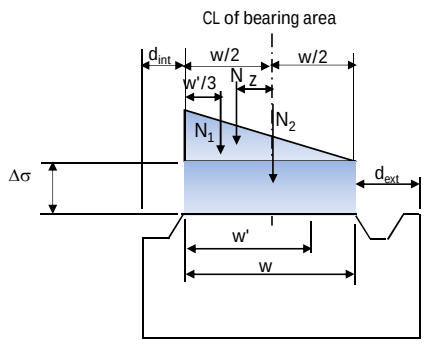
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	891.1	1263.2	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	98.03	470.2	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	50.50	56.77	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	21.30	15.03	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	11.71	13.94	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

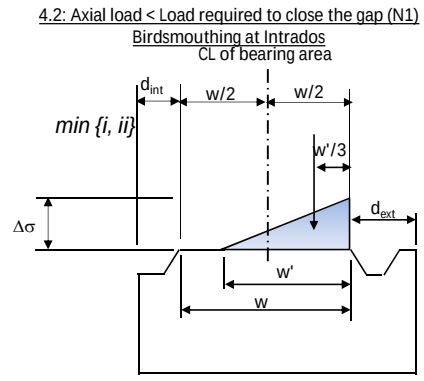


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

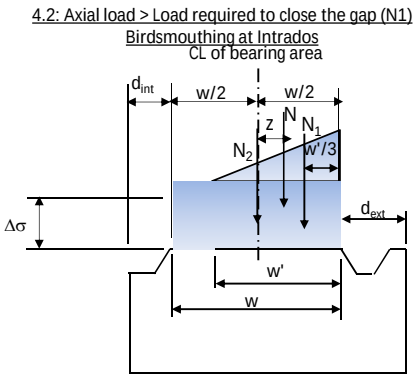
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	111.9	105.6	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	188.1	194.4	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	111.9	105.6	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.64	0.68	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.13	0.12		
P_o =	891.1	1263.2	kN/m	P_o = N
Bursting Force F_{bst} =	113.6	146.6	kN/m	F_{bst} = (F_{bst} /P_o). N

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



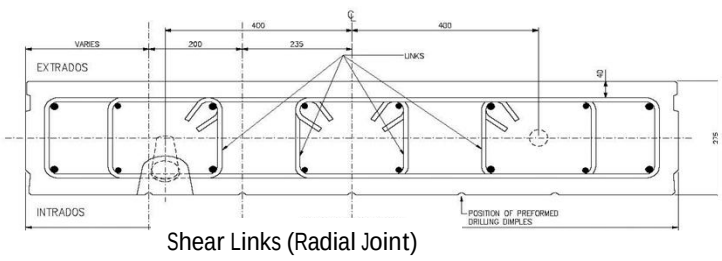
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



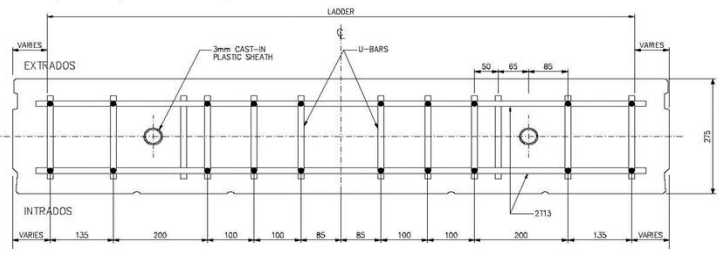
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	87.1	80.8	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	212.9	219.2	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	87.1	80.8	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.82	0.89	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	891.1	1263.2	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	98.0	139.0	kN/m	
$F_{bst, max}$ =	113.6	146.6	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	350	496	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	22	21	mm	
2.0yo	224	211	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

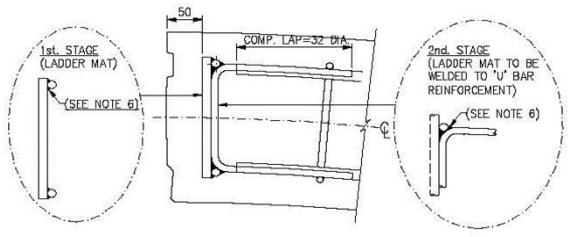
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section C-C West Bound Tunnel
Low Ground Water Level
Full Shear Spring Case (Orientation II)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

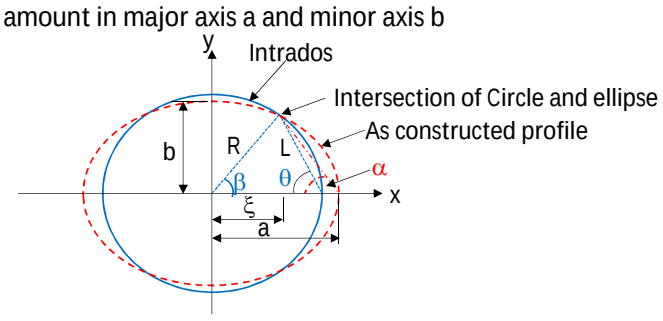
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	45	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm\sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

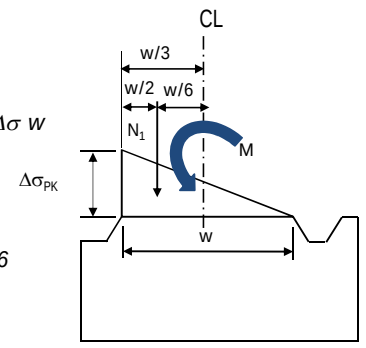
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q= 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	18.6	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	9.3	mm	
Chord Length,	L =	2430	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3184.3	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3165.7	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.011648197		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6368.6	mm	*q= 2a and*
	r =	-1.43E+07		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	2247.8	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		67.5	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	67.33	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.168	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T_s - d_{ext} - d_{int}*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.168	°	
Corresponding distance,	δ =	0.422	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	2430	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1215	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	11.314	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	812.4	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	19.4	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	21.4	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered			OK	

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

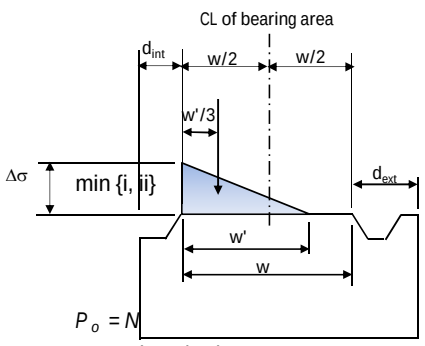
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

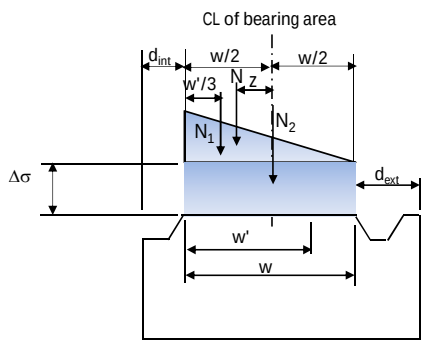
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	1022.9	1466.6	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	210.51	654.3	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	52.79	58.54	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	19.01	13.26	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	12.70	15.20	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

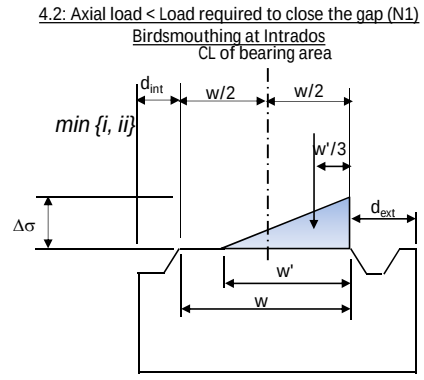


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

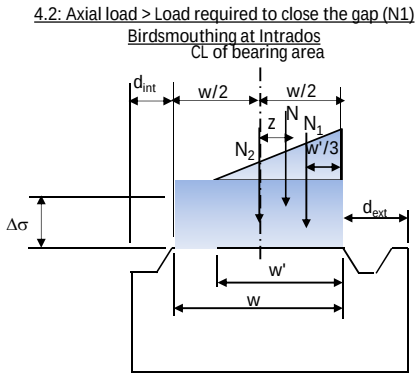
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	109.6	103.9	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	190.4	196.1	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	109.6	103.9	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.66	0.69	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.12	0.11		
P_o =	1022.9	1466.6	kN/m	P_o = N
Bursting Force F_{bst} =	126.3	165.1	kN/m	F_{bst} = (F_{bst} /P_o). N

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



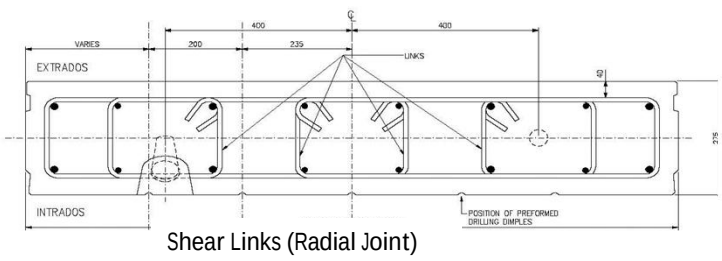
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



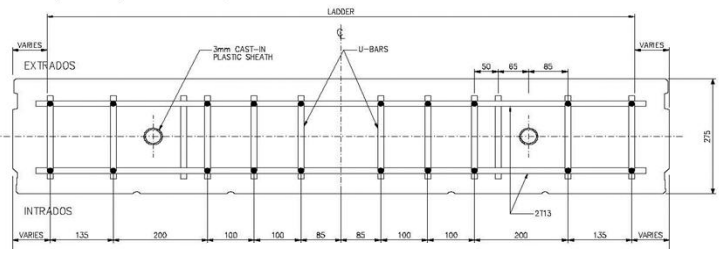
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	84.8	79.1	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	215.2	220.9	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	84.8	79.1	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.85	0.91	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	1022.9	1466.6	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	112.5	161.3	kN/m	
$F_{bst, max}$ =	126.3	165.1	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	389	559	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	22	21	mm	
2.0yo	219	208	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

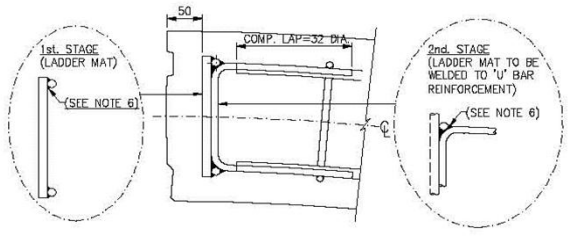
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Section C-C West Bound Tunnel
Low Ground Water Level
Zero Shear Spring Case (Orientation II)

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

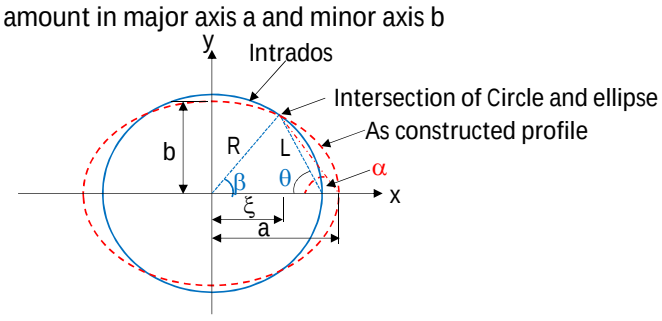
Overall Check: OK

1 SEGMENT DETAILS

Ring Segment Number (Excluding Key)	n_s =	5		
Lining Thickness	T_s =	300	mm	
Length of Segments	Ls =	1200	mm	
Internal Radius	R_i =	3025	mm	
External Radius	R_o =	3325	mm	
Mean Radius	R_m =	3175	mm	
Second Moment of Area of Segment	I_s =	0.00225	m4/m	*[=1* Ts ^{3} /12]*
Set Angle of Ordinary Segment	β =	45	Degree	
Depth of Extrados Groove	d_{ext} =	65.8	mm	
Depth of Intrados Groove	d_{int} =	90.6	mm	
Cover to link	c =	40	mm	
Radial Joint		Curve Bolt		
Characteristic value of material strength	fck' =	48	N/mm^2	
Modulus of Elastic (Short Term)	E =	32600000	kN/m2	*JIS A 1149, Table 5.12 of JSCE Shield Tunnel 2006*

2 RING DEFORMATIONS DUE TO POOR BUILD

Assuming ring distorts to the maximum allowable deflection into an ellipse, with equal amount in major axis a and minor axis b



[1] Equation of ellipse: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ --> $x^2b^2 + y^2a^2 = a^2b^2$

[2] Equation of circle: $(x-a)^2 + y^2 = L^2 = R^2$ --> $y^2 = L^2 - x^2 + 2ax - a^2$

L is assumed to be equal to R, as build tolerance is a small percentage of the tunnel radius

Substituting equation [2] into equation [1]

$$x^2b^2 + a^2L^2 - a^2x^2 + 2a^3x - a^4 = a^2b^2$$

$$x^2(b^2-a^2) + 2a^3x - a^4 + a^2L^2 - a^2b^2 = 0$$

Dividing by a^2: $x^2(b^2/a^2 - 1) + 2ax - (a^2 + b^2 - L^2) = 0$

This is a quadratic equation, solution at $x = \xi = [-q \pm \sqrt{(q2 - 4pr)}] / 2p$

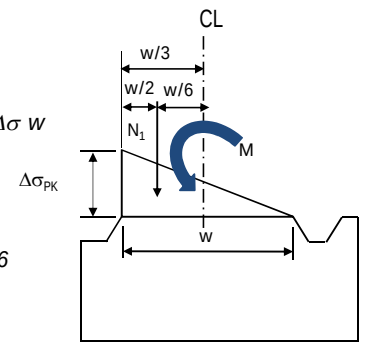
where, $p = b^2/a^2 - 1$, $q = 2a$ and $r = L^2 - a^2 - b^2$

Maximum Build ovalisation over a diameter,	2d =	18.6	mm, assuming this is divided between 2 sides of the tunnel	
Maximum Ovalisation,	d =	9.3	mm	
Chord Length,	L =	2430	mm	*L = 2.Rm. sin (β /2)*
	a =	3184.3	mm	*a = Rm + δ*
	b =	3165.7	mm	*b = Rm - δ*
	p =	-0.011648197		*p = b ^{2} /a ^{2} - 1*
	q =	6368.6	mm	*q= 2a and*
	r =	-1.43E+07		*r = L ^{2} - a ^{2} - b ^{2}*
	ξ =	2247.8	mm	
The original angle between the segment and horizontal axis, θ =		67.5	°	*θ = (180 - β)/ 2*
	α =	67.33	°	
Joint rotation of each segment	(θ - α) =	0.168	°	

3 ASSESSMENT OF LOAD REQUIRED TO CLOSE THE JOINT

Bearing Width	w =	143.6	mm	*b' = T $_s$ - d $_{ext}$ - d $_{int}$*
Angular opening per segment (half of total opening),	θ - α =	0.168	°	
Corresponding distance,	δ =	0.422	mm	*δ = w sin (θ - α)*
Centroid Chord length of segment,	L =	2430	mm	
But axial shortening occurs over,	L/2 =	1215	mm	
Peak Stress required to close gap,	$\Delta\sigma_{pk}$ =	11.314	N/mm^2	
Load required to close gap,	N_1 =	812.4	kN/m	*N1 = 0.5* Δσ w*

Minimum axial load should be greater than N1, in order to closer the joint --> Check shallow segment.



Axial Hoop load just enough to close the gap; bearing width is w

Moment induced by peak stress required to close the gap,	M =	19.4	kNm/m	*M = N1 w/6*
Material factor of steel	γc =	1.0		
Member factor for bending	$\gamma_{b\ (Moment)}$ =	1.1		
Design Moment	M_d =	21.4	kNm/m	
Assumed Link thickness,	=	10.0	mm	
Effective depth,	d =	244.0	mm	
	z =	0.81		
f_y	fy =	390.0	N/mm^2	
Structural analysis factor	γ_a =	1.1		
Structure factor	γ_i =	1.3		
Allowable moment capacity	M_{ud} =	107.8	kNm/m	(From M-N interaction chart)
Note: actual moment capacity is higher than M, as axial load is considered			OK	

Design of Bored Tunnel Segmental Lining - Constructibility Stresses
Checks at Radial Joints for (i) Bearing (ii) Bursting due to Hoop Stresses and Build Ovalisation
(based on JSCE Guidelines for Concrete 2007)

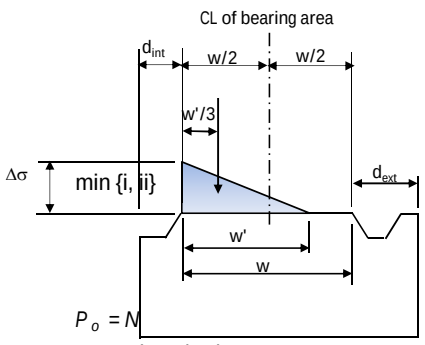
AECOM

Project :	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)	File :	
Segment Ref.:	Section A-A, West Bound Tunnel, Low Groundwater Level (Full Shear)	BY : EF	Checked By: OZ
Chainage :		Date : 15-Jan-16	

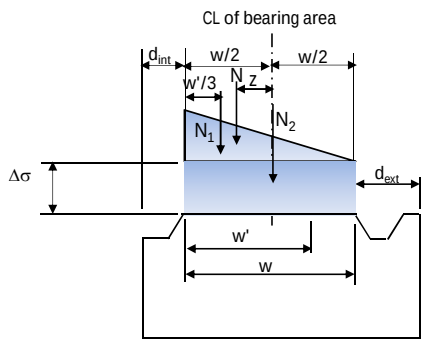
4 BURSTING CHECK: FOR HOOP FORCE < LOAD REQUIRED TO CLOSE THE GAP DUE TO OVALISATION (N_1)

Minimum Hoop Force from analysis, N =	882.8	1250.7	kN
	(SLS)	(ULS)	
If N > N_1, trapezoidal stress diagram, N2= N-N1	70.40	438.3	
if N > N_1, find centroid of load to CL of bearing area: (N1 w/3) + (N2 w/2) = Nmin z			
if N> N_1, z =	49.78	56.25	
If N > N_1, Eccentricity of axial load, e = w/2 - z =	22.02	15.55	mm
Hoop force N_{SLS} = ($\Delta\sigma$ w/ $\Delta\sigma_{pk}$) $\Delta\sigma$/ 2, $\Delta\sigma$ =	11.79	14.04	N/mm^2
Bearing width corresponding to $\Delta\sigma$, w' =	143.6	143.6	mm

4.1: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados



4.1: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Extrados

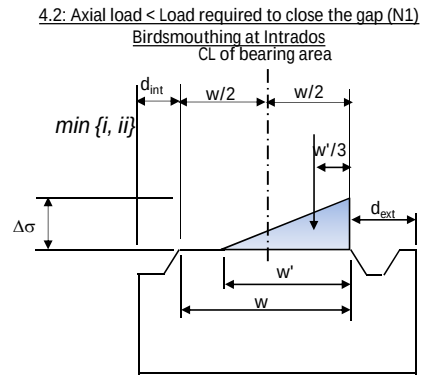


4.1 BIRDSMOUTHING AT EXTRADOS

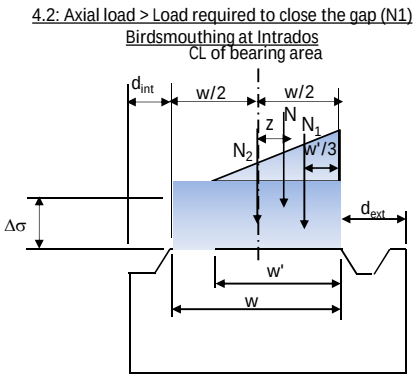
(i) d_{int} + w'/3 OR if N > N1, d_{int} + w/2 -z =	112.6	106.1	mm	
(ii) d_{ext} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{ext} + w/2 + z =	187.4	193.9	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	112.6	106.1	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.64	0.68	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.13	0.12		
P_o =	882.8	1250.7	kN/m	P_o = N
Bursting Force F_{bst} =	113.7	146.4	kN/m	F_{bst} = (F_{bst} /P_o). N

4.2 BIRDSMOUTHING AT INTRADOS

4.2: Axial load < Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



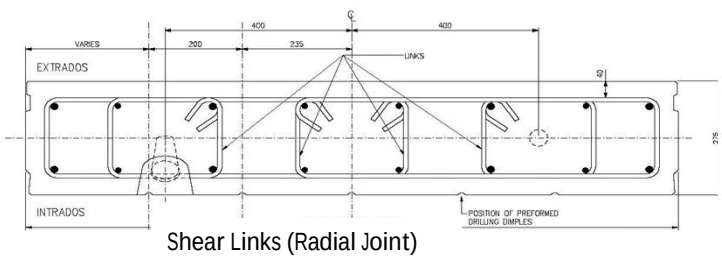
4.2: Axial load > Load required to close the gap (N1)
Birdsmouthing at Intrados



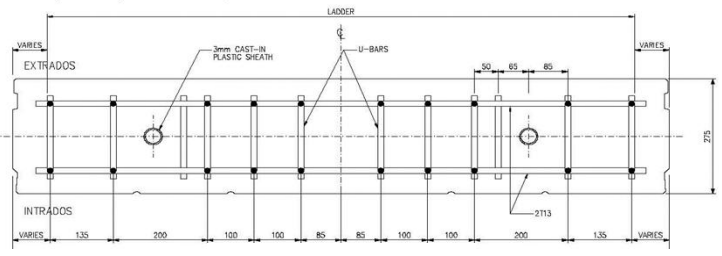
(i) d_{ext} + w'/3 OR if N > N1, d_{ext} + w/2 - z =	87.8	81.3	mm	
(ii) d_{int} + w/2 + (w/2-w'/3) OR if N > N1, d_{int} + w/2 + z =	212.2	218.7	mm	
Smallest Distance from CL of Axial load to edge of bearing width, yo =	87.8	81.3	mm	
Half distance over which force is spread, ypo = w'/2 =	71.8	71.8	mm	
y_{po}/ y_o =	0.82	0.88	mm	
F_{bst}/ P_o =	0.11	0.11		
P_o =	882.8	1250.7	kN/m	
Bursting Force F_{bst} =	97.1	137.6	kN/m	
$F_{bst, max}$ =	113.7	146.4	kN/m	
Material Factor δ_c =	1.0	1.2		
Member Factor γ_b	1.0	1.1		$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$
Tension Strength of Concrete F_{tk} =	3.05	2.53	N/mm^2	
Member Factor γ_b	1.0	1.1		
Maximum Allowable Stress (deformed type 2) fv' =	390	355	N/mm^2	
Area of bursting steel required As, req =	350	496	mm^2	*As, req = Fbst x L/ fy'*
0.2yo	23	21	mm	
2.0yo	225	212	mm	

		Ladder Mat (1 set)	U-Bars (1 set)	Shear Legs (within $2y_o$)	Total	
Bursting Steel Provided on cross section of 1200 x 300		0T0	8T14	4T10		
Spacing across segment length ls		0	157	367		mm
Area of bursting steel provided per segment,	As prov =	0	1232	314	1546	mm^2
Check:	As,prov > As, req		OK		OK	

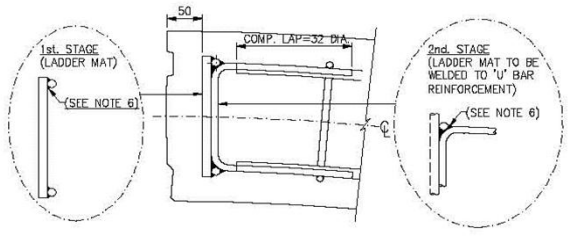
Note: As,prov considers first set of Links, closest to the radial joint, placed between 0.2yo to 2yo from edge of Radial Joint



Shear Links (Radial Joint)



Ladder (Radial Joint)



U-bars (Radial Joint)

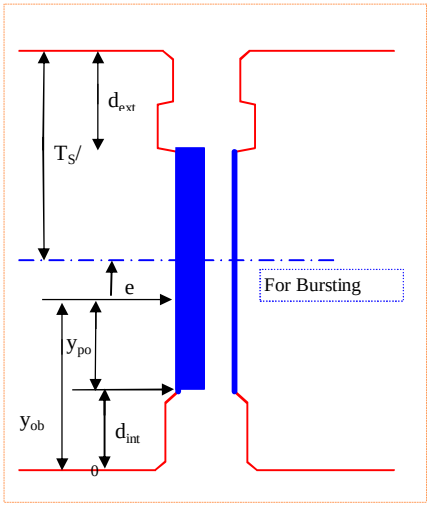
Table 4.7 Design bursting tensile forces in end blocks

ypo / y0	Fbst / P0
0.1	0.23
0.2	0.23
0.3	0.23
0.4	0.2
0.5	0.17
0.6	0.14
0.7	0.11

Appendix M2 - Ring Joint & TBM Shoving

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh-Suoi Tien Section (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: BEARING ON CIRCUMFERENTIAL JOINT			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 4/18/2016

Tunnel lining inner diameter		=	6050	mm
Tunnel lining thickness		=	300	mm
Concrete cylindrical strength, f_{ck}			48	N/mm^2
Material Factor of Concrete	γ_m	=	**1.2**	
Member Factor for Compression	γ_b	=	**1.15**	
Characteristic Compressive Strength of Concrete f'ck				
fck'	$= f_{ck} / \gamma_m$	=	40.0	N/mm^2
Total thrust		=	44000	kN
Number of rams		=	22	no.
Force per ram		=	2000	kN
Available bearing width of ram (B_{ram})		=	98.6	mm
Total Eccentricity in Vertical Direction (e)		=	15.0	mm
Effective Width of Concrete Pad (Bram')		=	68.6	mm
Available length of segment per ram (L_{seg})		=	906.9	mm
Effective length of ram shoe(L_{ram})		=	906.9	mm
Length of joint in Contact with Ram Shoes		=	19952	mm
Area of bearing per Jack		=	62214	mm^2
Area for distributing bearing stress		=	272073	mm^2



Bearing Pressure Check

Bearing pressure		=	32.1	N/mm^2
Load factor	γ_f	=	**1.1**	
Structural analysis factor	γ_a	=	**1.1**	
Structure factor	γ_i	=	**1.3**	
Design Bearing pressure				
p_b =	32.1 x1.3x1.1x1.1	=	50.6	N/mm^2

Bearing Strength

Bearing strength

$f'_{ak} = \eta \cdot f'_{ck}$

where, $\eta = \sqrt{A / A_a} < 2$

A : **concrete area for distributing bearing stress**

A_a : **bearing area**

		=	2.00	x f_{ck}'
f_{ak}'	=2x 40/1.15	=	69.6	N/mm^2

OK

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Munh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh-Suoi Tien Section (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: CIRCUMFERENTIAL JOINT CHECK (ULS)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 4/18/2016

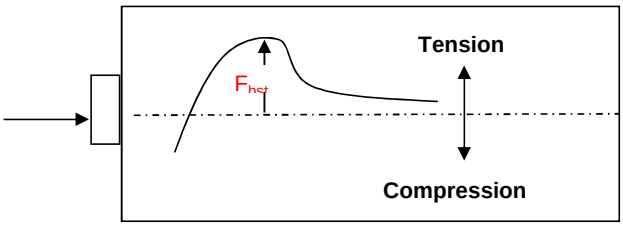
Check for Splitting force from TBM shoving force

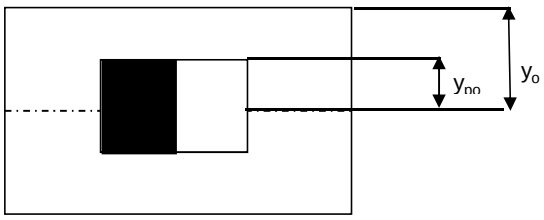
Circumferential joints are checked for splitting force due to shoving force.

Closed links are provided to resists this force

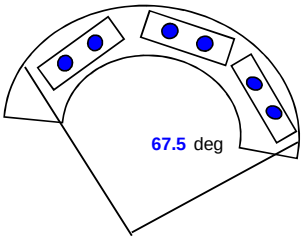
All types are checked that the links provided are sufficients to resist the splitting force at ultimate limit state.

Checking Bursting





Tunnel ID	=	**6050**	mm
Lining Thickness	=	**300**	mm
Tunnel OD	=	6650	mm
Tunnel Mean Diameter	=	6350	mm
fck	=	**48**	N/mm²
Load Factor	=	**1.0**	
Member Factor	=	**1.15**	
Material Factor of Steel	=	**1.0**	
Material Factor of Concrete	=	**1.2**	
Structure Factor	=	**1.3**	
Structural Analysis Factor	=	**1.1**	
Shoving Force	=	**44000**	kN
No of Shoe per Ring	=	**22**	
Force under Normal Operation	=	2000	kN/shoe
Average Width of Shoe	=	906.9	mm
Length of Joint in Contact with Ram Shoes	=	19952	mm
Angle of Segment	=	**67.5**	deg
No of Shoe per Segment	=	4.125	
SLS	P_o=	2205	kN/m
ULS	P_{uo}=	3154	kN/m
Vertical Direction			
Total Eccentricity in Vertical Direction,	e =	**15**	mm
Half the side of the end block,	y_{po}=	$(D_{eff} - 2e) / 2$	
	=	(300-65.8-90.6-45-2x15)/2	
	=	**34.3**	mm
Half the side of the Loaded area,	y_o=	150	mm
	y_{po}/y_o=	0.23	



arc length 3741 mm

ypo/yo	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
fst/po	0.23	0.23	0.2	0.17	0.14	0.11

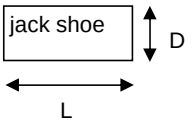


Table4.7 **Design Burstling Tensile Strength In End Blocks**

Fbst/Po= **0.23** If ypo/yo> 0.7, Fbst/Po=.11

L= **906.909** mm

D= 200 mm

Checking of joint Bursting

(check at Ultimate Limit State)

Bursting Force, F_{bst} = 725 kN/m

Bursting Stress, f_{bst} = 2.418 N/mm^2

Allowable tensile strength = $f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$ Equ. C4.1.2 JSCE -Concrete

c: taken as 0.44 in standard practice, though it varies with such factors as degree of drying of concrete.

f_{tk} = 2.420 N/mm^2 > fbst, OK

No Bursting Link Required

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Munh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh-Suoi Tien Section (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: CIRCUMFERENTIAL JOINT CHECK (SLS)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 4/18/2016

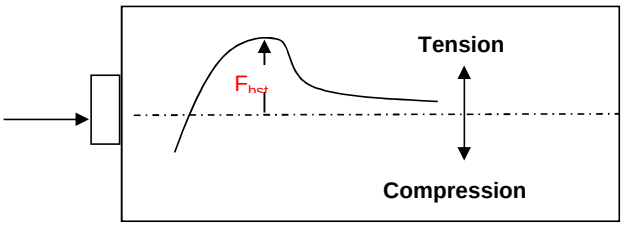
Check for Splitting force from TBM shoving force

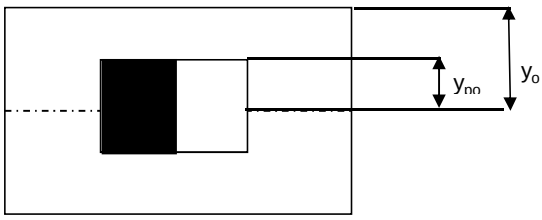
Circumferential joints are checked for splitting force due to shoving force.

Closed links are provided to resists this force

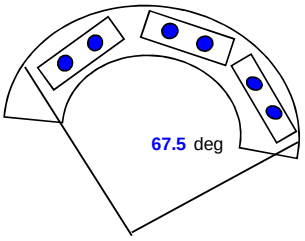
All types are checked that the links provided are sufficients to resist the splitting force at ultimate limit state.

Checking Bursting





Tunnel ID	=	**6050**	mm
Lining Thickness	=	**300**	mm
Tunnel OD	=	6650	mm
Tunnel Mean Diameter	=	6350	mm
fck	=	**48**	N/mm²
Load Factor	=	**1.0**	
Member Factor	=	**1.0**	
Material Factor of Steel	=	**1.0**	
Material Factor of Concrete	=	**1.0**	
Structure Factor	=	**1.0**	
Structural Analysis Factor	=	**1.0**	
Shoving Force	=	**44000**	kN
No of Shoe per Ring	=	**22**	
Force under Normal Operation	=	2000	kN/shoe
Average Width of Shoe	=	906.9	mm
Length of Joint in Contact with Ram Shoes	=	19952	mm
Angle of Segment	=	**67.5**	deg
No of Shoe per Segment	=	4.125	
SLS	P_o=	2205	kN/m
ULS	P_{uo}=	2205	kN/m
Vertical Direction			
Total Eccentricity in Vertical Direction,	e =	**15**	mm
Half the side of the end block,	y_{po}=	$(D_{eff} - 2e) / 2$	
	=	(300-65.8-90.6-45-2x15)/2	
	=	**34.3**	mm
Half the side of the Loaded area,	y_o=	150	mm
	y_{po}/y_o=	0.23	



arc length 3741 mm

ypo/yo	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
fst/po	0.23	0.23	0.2	0.17	0.14	0.11

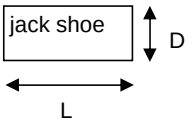


Table4.7 **Design Burstling Tensile Strength In End Blocks**

Fbst/Po= **0.23** If ypo/yo> 0.7, Fbst/Po=.11

L= **906.909** mm

D= 200 mm

Checking of joint Bursting

(check at Ultimate Limit State)

Bursting Force, F_{bst} = 507 kN/m

Bursting Stress, f_{bst} = 1.69 N/mm^2

Allowable tensile strength = $f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$ Equ. C4.1.2 JSCE -Concrete

c: taken as 0.44 in standard practice, though it varies with such factors as degree of drying of concrete.

f_{tk} = 3.05 N/mm^2 > fbst, OK

No Bursting Link Required

Appendix M3 - Water-tightness and Segment Opening Check

AECOM Asia Company Ltd.	Project: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Project No.:
	Title: Design of Hydrophilic Sealing Strip for Segment			Page:
	Reference Drawing:	Designed By:	Checked By:	Date: 6/6/2016

Calculation	Note

1.General

This specification is concerned with design basis of hydrophilic sealing strip.

2. Design Requirements

A gap and design ground-water pressure are set for examining sealing strip as follows and provided by Contractor.

1) Design water pressure

Long term water pressure: Pw	=	0.287	MPa		(Water pressure for Flood Water Level)
Short term water pressure: Pw	=	0.283	MPa		(Water pressure for Normal Water Level)
Grouting Pressure: Pg	=	0.2833 + 0.15		=	0.433 MPa

2) Initial design opening: δ = 3.0 mm

3) Off-set: Δ = 5 mm

4) Type of segment

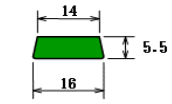
Type: RC segment		Member of segments:		5+1	sections
Outside diameter	6650	mm	Width	1200	mm
Inside diameter	6050	mm	Thickness	300	mm

3. Design Specification

Hydrophilic sealing strip shall be applied as two layers to each segment.

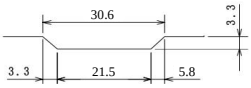
A shape of sealing strip is designed as follows, considering shape and size of groove.

Shape of sealing strip:



型番 FDR1655
(断面積 82.5mm²)

Shape and size of groove



AECOM Asia Company Ltd.	Project: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Project No.:
	Title: Design of Hydrophilic Sealing Strip for Segment			Page:
	Reference Drawing:	Designed By:	Checked By:	Date: 6/6/2016

Calculation	Note

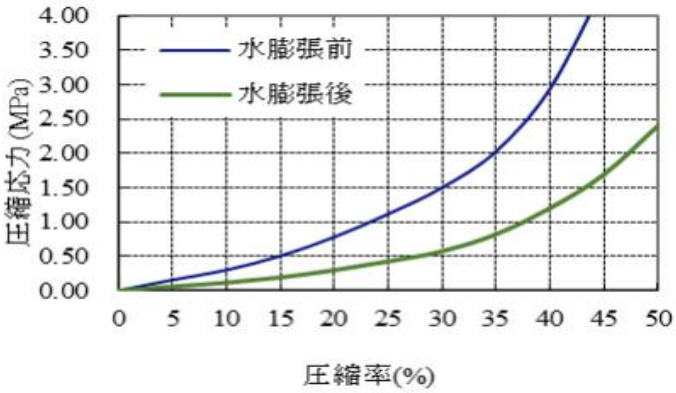
4. Design of a Sealing Strip Profile

1) Sealing strip thickness

With consideration of flood level, water pressure Pw = 287.14 Kpa (say 0.3 Mpa in this calculation), which is extracted from Table 4-1 in Tunnel Lining Design Report; With considering the construction stage, the grouting pressure, Pg = 433 kPa (say 0.43 Mpa in this calculation).

The compression stress requires to be 0.433 Mpa or higher in order to seal under 0.433 Mpa of water pressure when an initial design gap is 3.0 mm

Therefore, the compression percentage strip requires to be 12 or higher based on Figure 1.



Compression rate (%) = (T-2xd-δ)/Tx100 ≥ 12

T ≥ (2 x3.3+3)/(1-12/100)

T ≥ 10.9 mm T = 11 mm T/2 = 5.5 mm

2) Sealing strip width

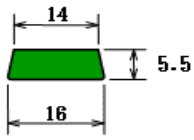
When a gap between segments is sent to 0 mm, sealing strip width can be found from relation between a cross section area of sealing strip (V2) and a cross section area of groove (V1)

V2/V1 ≤ 1

= 82.5/85.97

= 0.96 ≤ 1 OK

Shape and size of sealing strip shall be set:



型番 FDR1655
(断面積 82.5mm²)

AECOM Asia Company Ltd.	Project: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Project No.:
	Title: Design of Hydrophilic Sealing Strip for Segment			Page:
	Reference Drawing:	Designed By:	Checked By:	Date: 6/6/2016

Calculation	Note

5.Examination of the Design

A) Design opening: 0 mm (considering grout pressure during construction)

Initial Opening = 0.0 mm

Design Opening = 0.0 mm

1) Check on sealing capability in application

Compression rate (%)= (T-2xd-δ)/Tx100 = (11-2 x3.3-0)/11x100 = 40 %

Refer to Figure 1, compression stress of sealing strip Ps = 2.9 Mpa

With consideration of grout pressure (Pg), which is equivalent to the water pressure plus 1.5bar for deep section and 0.5bar for shallow section considering an appropriate load factor, compression stress

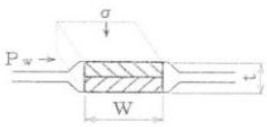
satisfies a sealing condition Ps ≥ Pg = Pw + 0.15 Mpa = 0.2833+0.15 = 0.433 OK

2) Check on proper compression percentage

Compression percentage in 0mm gap between segments is as following and satisfy the condition.

Compression percentage = (T-2xd-δ)/Tx100 = (11-2 x3.3-0)/11x100 = 40 % ≤ 40 % OK

3) Check on sealing capability against off-set



P_w : Water pressure (MPa)
t : Thickness of sealing strip (mm)
σ : Compression stress of sealing strip (MPa)
W : Width of sealing strip (mm)

The relation between force by water pressure F per length of sealing strip 1cm and compression force of sealing strip M is expressed as following formula. In case of F<M, it can stop water and in case of F>M, water will leak.

$F = P_w \times t/2$ ··· (4)

$M = \sigma \times W \times \mu$ ··· (5)

F: Force by water pressure (MPa)
P_w : Water pressure (MPa)
t : Thickness of sealing strip (mm)
M: Compression force of sealing strip (N/mm)
σ : Compression stress of sealing strip (MPa)
W: Width of sealing strip (mm)
μ : Friction coefficient

Min. width of sealing strip to stop water at 0mm gap between segments can be calculated according to the formular above. (Friction coefficient : 0.5 Compresseion stress of sealing strip: 2.9 Mpa)

F=M

Pxt/2= σxWxμ where, $P = P_w + 0.15$

W= (Pxt/2)/(σxμ) = 0.4333x(0+3.3x 2)/(2x2.9x0.5) = 1.0 mm

In consideration of 5 mm off-set, minimum width of sealing strip is 1+5 = 6.0 mm

≤ 14 mm OK

AECOM Asia Company Ltd.	Project: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Project No.:
	Title: Design of Hydrophilic Sealing Strip for Segment			Page:
	Reference Drawing:	Designed By:	Checked By:	Date: 6/6/2016

Calculation	Note

B) Design opening: 3.0 mm (considering grout pressure during construction - Short Term)

Initial Opening = 3.0 mm

Design Opening = 3.0 mm

1) Check on sealing capability in application

Compression rate (%)= (T-2xd-δ)/Tx100 = (11-2 x3.3-3)/11x100 = 12.73 %

Refer to Figure 1, compression stress of sealing strip Ps = 0.47 Mpa

With consideration of grout pressure (Pg), which is equivalent to the water pressure plus 1.5bar for deep section and 0.5bar for shallow section considering an appropriate load factor, compression stress

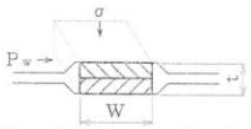
satisfies a sealing condition Ps ≥ Pg = Pw + 0.15 Mpa = 0.2833+0.15 = 0.433 Mpa OK

2) Check on proper compression percentage

Compression percentage in 3mm gap between segments is as following and satisfy the condition.

Compression percentage = (T-2xd-δ)/Tx100 = (11-2 x3.3-3)/11x100 = 13 % ≤ 40 % OK

3) Check on sealing capability against off-set



P_w : Water pressure (MPa)
t : Thickness of sealing strip (mm)
σ : Compression stress of sealing strip (MPa)
W : Width of sealing strip (mm)

The relation between force by water pressure F per length of sealing strip 1cm and compression force of sealing strip M is expressed as following formula. In case of F<M, it can stop water and in case of F>M, water will leak.

$F = P_w \times t/2$ ··· (4)

$M = \sigma \times W \times \mu$ ··· (5)

F: Force by water pressure (MPa)
P_w : Water pressure (MPa)
t : Thickness of sealing strip (mm)
M: Compression force of sealing strip (N/mm)
σ : Compression stress of sealing strip (MPa)
W: Width of sealing strip (mm)
μ : Friction coefficient

Min. width of sealing strip to stop water at 3mm gap between segments can be calculated according to the formular above. (Friction coefficient : 0.5 Compresseion stress of sealing strip: 0.47 Mpa)

F=M

Pxt/2= σxWxμ where, $P = P_w$

W= ($P_w$xt/2)/(σxμ) = 0.433x(3+3.3x 2)/(2x0.47x0.5) = 8.9 mm

In consideration of 5 mm off-set, minimum width of sealing strip is 8.9+5 = 13.9 mm

≤ 14 mm OK

AECOM Asia Company Ltd.	Project: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Project No.:
	Title: Design of Hydrophilic Sealing Strip for Segment			Page:
	Reference Drawing:	Designed By:	Checked By:	Date: 6/6/2016

Calculation	Note

C) Design opening: 3.0 mm (considering flood water pressure during Operation stage)

Initial Opening = 3.0 mm

Design Opening = 3.0 mm

1) Check on sealing capability in application

Compression rate (%)= (T-2xd-δ)/Tx100 = (11-2 x3.3-3)/11x100 = 12.73 %

Refer to Figure 1, compression stress of sealing strip Ps = 0.47 Mpa

With consideration of grout pressure (Pg), which is equivalent to the water pressure plus 1.5bar for deep section and 0.5bar for shallow section considering an appropriate load factor, compression stress

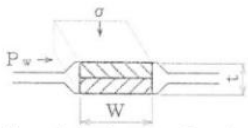
satisfies a sealing condition Ps ≥ Pw = 0.287 Mpa OK

2) Check on proper compression percentage

Compression percentage in 3.0mm gap between segments is as following and satisfy the condition.

Compression percentage = (T-2xd-δ)/Tx100 = (11-2 x3.3-3)/11x100 = 13 % ≤ 40 % OK

3) Check on sealing capability against off-set



P_w : Water pressure (MPa)
t : Thickness of sealing strip (mm)
σ : Compression stress of sealing strip (MPa)
W : Width of sealing strip (mm)

The relation between force by water pressure F per length of sealing strip 1cm and compression force of sealing strip M is expressed as following formula. In case of F<M, it can stop water and in case of F>M, water will leak.

$F = P_w \times t/2$ ··· (4)

$M = \sigma \times W \times \mu$ ··· (5)

F: Force by water pressure (MPa)
P_w : Water pressure (MPa)
t : Thickness of sealing strip (mm)
M: Compression force of sealing strip (N/mm)
σ : Compression stress of sealing strip (MPa)
W: Width of sealing strip (mm)
μ : Friction coefficient

Min. width of sealing strip to stop water at 3.0mm gap between segments can be calculated according to the formular above. (Friction coefficient : 0.5 Compresseion stress of sealing strip: 0.47 Mpa)

F=M

Pxt/2= σxWxμ where, $P = P_w$

W= ($P_w$xt/2)/(σxμ) = 0.287x(3+3.3x 2)/(2x0.47x0.5) = 5.9 mm

In consideration of 5 mm off-set, minimum width of sealing strip is 5.9+5 = 10.9 mm

≤ 14 mm OK

6.Conclusion

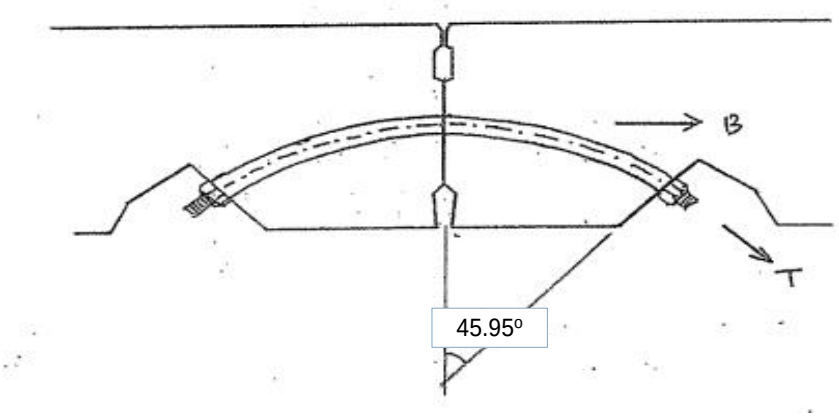
Table 2 - Summary Table of Sealing Capability

Case	Designed Gap (mm)	Total Thickness (mm)	Provided Contact Pressure (MPa)	Required Design Pressure (Mpa)	Judgment
Case 1	0.0	11	2.9	0.433	OK
Case 2	3.0	11	0.47	0.433	OK
Case 3	3.0	11	0.47	0.287	OK

Appendix M4 - Bolt Check

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh-Suoi Tien Section (Line 1)		Job ref	60320676
	Part of structure	BOLT CHECKING - SELF WEIGHT		Calc. sheet No.	
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date	4/28/2016

BOLT CAPACITY CHECK TO COMPRESS SEALS - RING JOINT



Force required to close seal	=	52.2	kN/m
Load Factor	=	1.3	
Structure Factor	=	1.3	
Structural Analysis factor	=	1.1	
Factored seal force	=	97.0398	kN/m
Length of ordinary segment	=	3.74	m
Seal force per ring joint	=	363	kN

Bolt provided are 3 no. of M 27 grade 8.8

Table C11.6.6 Characteristic values of strength of normal bolts (N/mm^2)

Grade as classified by JIS B 1051	Yield point or ultimate stress σ_y(N/mm^2))	Tensile strength σ_B(N/mm^2)	Shear strength $\sigma_y/\sqrt{3}$	Bearing strength $\sigma_y \times 1.5$
4.6	240	400	140	360
8.8	660	830	(380)	(990)
10.9	940	1,040	(540)	(1,410)

* strength values in ( ) are based on [Railway Technical Research Institute, 2000].

Using tensile strength above from JSCE Standard for Steel and Composite Structure

Tension capacity of single bolt	T	=	$830*\pi*R^2$	
	T	=	475	kN
Material Factor			1.05	
Member Factor		=	1.3	
Design Strength of Bolt		=	348	kN
Tension capacity of 3 no. bolt		=	1044	kN **OK**

BOLT CAPACITY CHECK TO RESIST SHEAR DUE TO SELF WEIGHT OF RING

Shear force per bolt:
Average shear force value from SAP2000 beam ring model (self weight case only):

SAP2000 AVERAGE SHEAR	x	Diameter	/	Number of bolts in Ring			
16.72	x	19.95	/	16	=	20.85	kN
Shear force per ring joint					=	62.54	kN

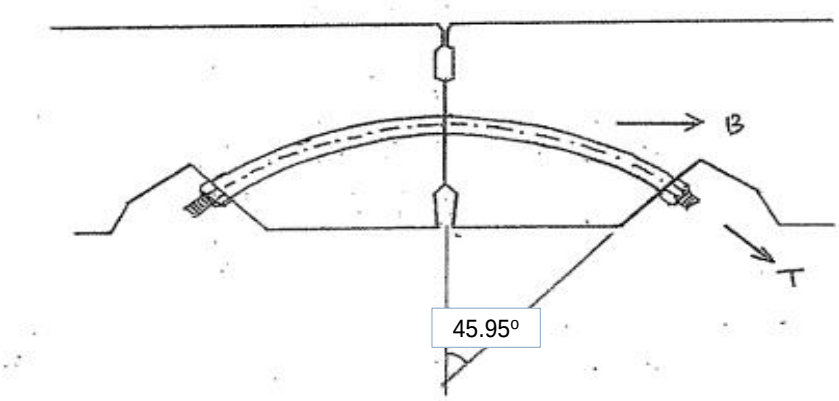
Using tensile strength above from JSCE Standard for Steel and Composite Structure

Shear capacity of single bolt	T	=	$380*\pi*R^2$	
	T	=	218	kN
Material Factor			1.05	
Member Factor		=	1.3	
Design Strength of Bolt		=	159	kN
Shear capacity of 3 no. bolt		=	478	kN

OK

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh-Suoi Tien Section (Line 1)		Job ref	60320676
	Part of structure	BOLT CHECKING - SELF WEIGHT		Calc. sheet No.	
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date	4/28/2016

BOLT CAPACITY CHECK TO COMPRESS SEALS - SEGMENT JOINT



Force required to close seal	=	52.2	kN/m
Load Factor	=	1.3	
Structure Factor	=	1.3	
Structural Analysis factor	=	1.1	
Factored seal force	=	97.0398	kN/m
Length of ordinary segment	=	1.20	m
Seal force per segment	=	116	kN

Bolt provided are 2 no. of M 27 grade 8.8

Table C11.6.6 Characteristic values of strength of normal bolts (N/mm^2)

Grade as classified by JIS B 1051	Yield point or ultimate stress σ_y(N/mm^2))	Tensile strength σ_B(N/mm^2)	Shear strength $\sigma_y/\sqrt{3}$	Bearing strength $\sigma_y \times 1.5$
4.6	240	400	140	360
8.8	660	830	(380)	(990)
10.9	940	1,040	(540)	(1,410)

* strength values in ( ) are based on [Railway Technical Research Institute, 2000].

Using tensile strength above from JSCE Standard for Steel and Composite Structure

Tension capacity of single bolt	T	=	$830*\pi*R^2$	
	T	=	475	kN
Material Factor			1.05	
Member Factor		=	1.3	
Design Strength of Bolt		=	348	kN
Tension capacity of 2 no. bolt		=	696	kN **OK**

BOLT CAPACITY CHECK TO RESIST SHEAR DUE TO SELF WEIGHT OF RING

Shear force per bolt:
Average shear force value from SAP2000 beam ring model (self weight case only):

SAP2000 AVERAGE SHEAR	x	Diameter	/	Number of bolts in Ring			
16.72	x	19.95	/	16	=	20.85	kN
Shear force per ring joint					=	41.69	kN

Using tensile strength above from JSCE Standard for Steel and Composite Structure

Shear capacity of single bolt	T	=	$380*\pi*R^2$	
	T	=	218	kN
Material Factor			1.05	
Member Factor		=	1.3	
Design Strength of Bolt		=	159	kN
Shear capacity of 2 no. bolt		=	319	kN **OK**

Appendix M5 - Concrete Shear Capacity Check (Segment Edge & Key-Lock & Joint)

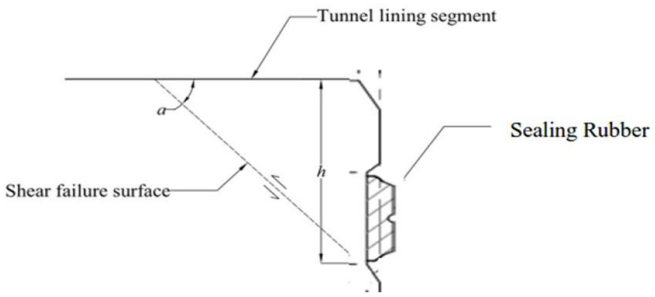
Shear Check at Seal

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Lining Segmenet Shear Capacity under Seal Load			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 12/31/2015

CALCULATIONS | NOTES

Concrete Shear Capacity Check under Seal Load

(without consideration of reinforcement)



1. Lining geometry and material properties

1.1. Geometry

Shear failure angle	a	=	45.0	deg	
Depth from lining surface to seal bottom	h	=	60.0	mm	
Length of shear failure surface	l	=	h / sin a		
		=	84.9	mm	

1.2. Material properties

Concrete charactistic strength	f'_{ck}	=	48.0	N/mm^2	

2. Design loads

Seal shear force component	P	=	52.2	kN/m	(unfactored)
Global factor	γ	=	1.3		
Design gasket force	P_d	=	67.9	kN/m	
Design seal shear force	F_d	=	$P_d \cos a$		
		=	47.98	kN/m	

3. Shear capacity check

Shear capacity of concrete	V_c	=	(fcd/100+0.15)*l			
		=	53.5	kN/m		
	F_d	=	47.98	kN/m	< V_c	(89.8% capacity is utilized)

OKAY

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

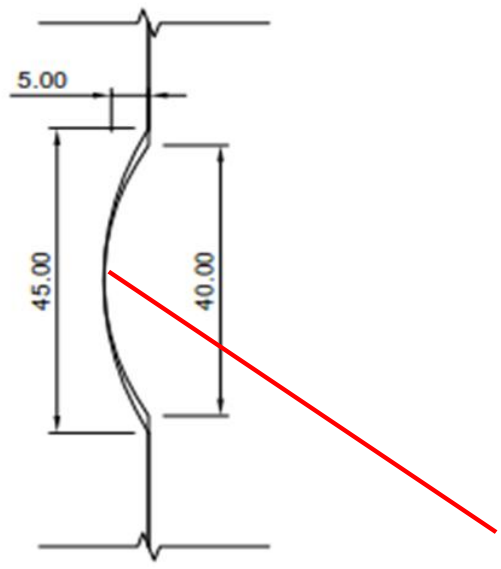
Shear Check at Key Lock

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Concrete Shear Capacity Check at Key Lock			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 1/15/2016

CALCULATIONS | NOTES

Concrete Shear Capacity Check at Key Lock

(without consideration of reinforcement)



1. Lining geometry and material properties

1.1. Geometry

Shear failure angle	a	=	45.0	deg
Depth from lining surface to seal bottom	h	=	150.0	mm
	l	=	212.1	mm

1.2. Material properties

Concrete charactistic strength	f'_{ck}	=	48.0	N/mm^2

2. Design loads

Maximum Shear Force at Circumfential Joint taken from Shear Links in the FEM Model

Shear force = 80.00 KN

Global Factor γ_i = 1.30

Therefore, factired shear force = Fd = 104.00 KN

3. Shear capacity check

Shear capacity of concrete V_c = (fcd/100+0.15)*l = 133.6 KN/m

F_d = 104.00 kN/m < V_c

OKAY

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

Shear Check at Joint

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Concrete Shear Capacity at Joints			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 1/15/2016

CALCULATIONS | NOTES

Summary of Shear Forces at Joints

(without consideration of reinforcement)

Table 1. Shear Force at Circumferential Joints extracted from Circumferential Links

Section	Tunnel	GWL	Ring orientation	Shear (tan-V2) min. (kN)	Shear (tan-V2) max. (kN)	Shear (rad-V3) min. (kN)	Shear (rad-V3) max. (kN)
A-A	WBT	Low GWL	Orientation I.	-24	19	-61	53
			Orientation II.	-21	29	-56	67
B-B	WBT	Low GWL	Orientation I.	-35	22	-72	73
			Orientation II.	-27	30	-65	67
C-C	WBT	Low GWL	Orientation I.	-27	17	-57	58
			Orientation II.	-20	26	-54	58
B-B	EBT	Flood GWL	Orientation I.	-27	18	-59	59
			Orientation II.	-21	27	-50	63
B-B	EBT	High GWL	Orientation I.	-29	19	-63	62
			Orientation II.	-22	28	-54	66
B-B	EBT	Low GWL	Orientation I.	-36	24	-77	76
			Orientation II.	-29	34	-69	80
Minimum/maximum				-36	34	-77	80

Shear Force Used for Circumferential Joint: 80 kN

Table 2. Shear Force at Radial Joints at Segment extracted from Segment Links

Section	Tunnel	GWL	Ring orientation	Shear (V2) min. (kN)	Shear (V2) max. (kN)
A-A	WBT	Low GWL	Orientation I.	-97	93
			Orientation II.	-92	119
B-B	WBT	Low GWL	Orientation I.	-117	117
			Orientation II.	-112	144
C-C	WBT	Low GWL	Orientation I.	-101	97
			Orientation II.	-93	122
B-B	EBT	Flood GWL	Orientation I.	-134	127
			Orientation II.	-105	147
B-B	EBT	High GWL	Orientation I.	-139	133
			Orientation II.	-110	152
B-B	EBT	Low GWL	Orientation I.	-154	152
			Orientation II.	-130	172
Minimum/maximum				-154	172

Shear Force Used for Segment Joint: 172 kN

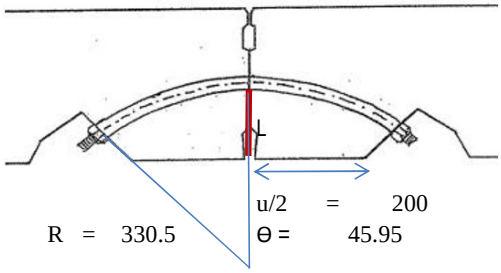
THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

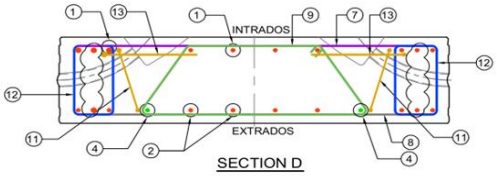
AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Concrete Shear Capacity Check at Circumferential Joint			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 1/15/2016

CALCULATIONS | NOTES

Concrete Shear Capacity Check at Circumferential Joint

(without consideration of reinforcement)





1. Lining geometry and material properties

1.1. Geometry

Bolt thickness	tb	=	39.0	mm
Depth from lining surface to seal bottom	h	=	150.0	mm
	L	=	130.5	mm

1.2. Material properties

Concrete charactistic strength	f'_{ck}	=	48.0	N/mm^2
Material factor	γ_m	=	1.2	
Concrete Design compressive strength	f'_{cd}	=	40.0	N/mm^2

2. Design loads

Maximum Shear Force from Shear Links (Radial Direction)

Shear Force	V	=	80.00	kN	(unfactored)
Load factor	γ_f	=		Included in FEM model	
Structural analysis factor	γ_a	=	1.1		
Therefore, shear force :	F_d	=	88.00	kN	

Main Reinforcement:

Label	Type	Bar Ø	No.	Area (mm^2)
1	Main Bar	22	2	760

3. Punching Shear Check at Bolt Loaded Area

Shear capacity of concrete	V_{cd}	=	$\beta_d\beta_p\beta_r f_{pcd} u_p d/\gamma_b$		JSCE Concrete Sturctures 2007 [9.2.11]
		=	$\beta_d\beta_p\beta_r f_{pcd} A_p/\gamma_b$		
	b	=	1.2	m	
d and p: Effective depth and	d	=	130.5	mm	
reinforcement ratiodefined as the average value for the reinforcement in two directions	p	=	0.026		
Peripheral length of loaded area	u	=	400.0	mm	
Peripheral length of the design cross section located at a distance d/2 from loaded area	u_p	=	400.00	mm	
Shear force area	A_p	=	29650.2	mm^2	

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Concrete Shear Capacity Check at Circumferential Joint			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 1/15/2016

CALCULATIONS | NOTES

(Continue: 3. Punching Shear Check at Bolt Loaded Area)

β_d = ^{4}√ (1000/d) = 1.5 β_d (max) = 1.5

β_p = 3√ (100p) = 1.4 β_p (max) = 1.5

β_r = 1+1/(1+0.25u/d) = 1.6

f_{pcd} = 0.2 x√ (f'cd)

= 1.265 N/mm^2

Design limited shear capacity V_{cd} = 120.6 kN

Member factor γ_b = 1.15

Design limited shear capacity V'_{cd} = 104.9 kN

Structure factor γ_i = 1.3

$\gamma_i F_d$ = 114.4 kN > *104.9* (109.1% capacity utilized)

SHEAR REINFORCEMENT SHALL BE CONSIDERED

4. Shear Reinforcement Check at Bolt Loaded Area

Label	Type	Bar Ø	No.	Area (mm^2)
11	V-shaped	12	2	226
12	Antibursting	10	2	157

Design Shear Capacity of shear reinforcing steel

V_s = $0.6f_yA/\gamma_s/\gamma_b$

Reinforcement design strength f_y = 390.0 N/mm²

Reinforcement material factor γ_m = 1.0

Reinforcment area A = 383.3 mm²

Member factor γ_b = 1.15

∴ Design limited shear capacity of reinnforcing steel

V_s = 78.0 kN

Design limited shear capacity V'_{cd} + V_s = 182.9 kN

Design seal shear force

Structure factor γ_i = 1.3

$\gamma_i F_d$ = 114.4 kN < *182.9* kN (62.6% capacity is utilized)

OKAY

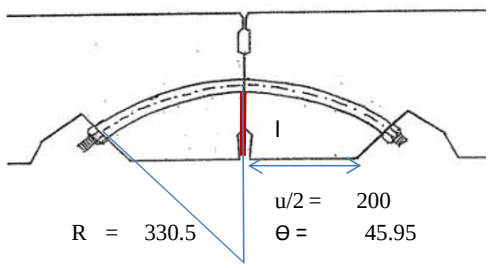
THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

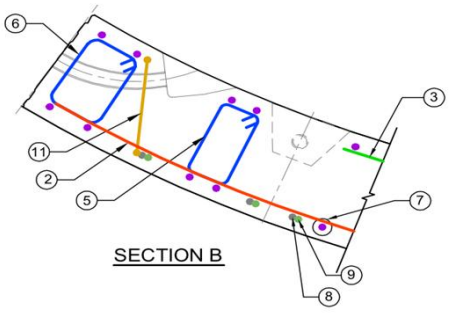
AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Lining Segmenet Shear Capacity at Segment Joint			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 1/15/2016

CALCULATIONS | NOTES

Concrete Shear Capacity Check at Segment Joint

(without consideration of reinforcement)





1. Lining geometry and material properties

1.1. Geometry

Bolt thickness	tb	=	39.0	mm
Depth from lining surface to seal bottom	h	=	150.0	mm
	L	=	130.5	mm

1.2. Material properties

Concrete charactistic strength	f'_{ck}	=	48.0	N/mm^2
Material factor	γ_m	=	1.2	
Concrete Design compressive strength	f'_{cd}	=	40.0	N/mm^2

2. Design loads

Maximum Shear Force from Cross Section					
Shear Force from Cross Section Links	V	=	172.00	kN/joint	
Shear Force at Bolt	V_b	=	86.00	kN/bolt	(unfactored)
Load factor	γ_f	=		Included in FEM model	
Structural analysis factor	γ_a	=	1.1		
Therefore, shear force :	F_d	=	94.60	kN	

Main Reinforcement:

Label	Type	Bar Ø	No.	Area (mm^2)	Spacing (mm)
7	Main Links	14	2	308	200

3. Punching Shear Check at Bolt Loaded Area

Shear capacity of concrete	V_{cd}	=	$\beta_d\beta_p\beta_r f_{pcd} u_p d/\gamma_b$		JSCE Concrete Sturctures 2007 [9.2.11]
		=	$\beta_d\beta_p\beta_r f_{pcd} A_p/\gamma_b$		
	b	=	1.2	m	
	d	=	65.3	mm	
d and p: Effective depth and reinforcement ratiodefined as the average value for the reinforcement in two directions	p	=	0.010		
Peripheral length of loaded area	u	=	400.0	mm	
Peripheral length of the design cross section located at a distance d/2 from loaded area	u_p	=	400.00	mm	
Shear force area	A_p	=	29650.2	mm^2	

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSUING WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Lining Segmenet Shear Capacity at Segment Joint			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 1/15/2016

CALCULATIONS | NOTES

(Continue: 3. Punching Shear Check at Bolt Loaded Area)

β_d = $\sqrt[4]{(1000/d)}$ = 1.5 β_d (max) = 1.5

β_p = $3\sqrt{(100p)}$ = 1.0 β_p (max) = 1.5

β_r = 1+1/(1+0.25u/d) = 1.4

f_{pcd} = 0.2 x√ (f'cd)

= 1.265 N/mm^2

Design limited shear capacity V_{cd} = 79.5 kN

Member factor γ_b = 1.2

Design limited shear capacity V'_{cd} = 69.1 kN

Structure factor γ_i = 1.3

$\gamma_i F_d$ = 123.0 kN > *69.097*

(154.8% capacity utilized)

SHEAR REINFORCEMENT SHALL BE CONSIDERED

4. Shear Reinforcement Check at Bolt Loaded Area

Label	Type	Bar Ø	No.	Area (mm^2)
11	V-shaped	12	2	226
6	Antibursting	10	2	157

Design Shear Capacity of shear reinforcing steel

V_s = $0.6f_yA/\gamma_s/\gamma_b$

Reinforcement design strength f_y = 390.0 N/mm²

Reinforcement material factor γ_m = 1.0

Reinforcment area A = 383.3 mm²

Member factor γ_b = 1.10

∴ Design limited shear capacity of reinnforcing steel

V_s = 81.5 kN

Design limited shear capacity V'_{cd} + V_s = 150.6 kN

Design seal shear force

Structure factor γ_i = 1.3

$\gamma_i F_d$ = 123.0 kN < *150.6* kN

(81.6% capacity is utilized)

OKAY

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Concrete Shear Capacity at Joints -Self Weight Model			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 4/27/2016

CALCULATIONS | NOTES

Summary of Shear Forces at Joints

(without consideration of reinforcement)

Shear Force at Circumferential Joints extracted from Circumferential Links

Model	Ring orientation	Shear (V2) min. (kN)	Shear (V2) max. (kN)	Shear (rad-V3) min. (kN)	Shear (rad-V3) max. (kN)
SelfWeight	Orientation I.	-7.58	4.30	-15.79	15.80
	Orientation II.	-6.62	7.51	-16.53	16.40
Minimum/maximum		-7.58	7.51	16.53	16.40

Shear Force Used for Circumferential Joint: 16.53 kN

Table 2. Shear Force at Radial Joints at Segment extracted from Segment Links

Model	Ring orientation	Shear (tan-V2) min. (kN)	Shear (tan-V2) max. (kN)	Shear (rad-V3) min. (kN)	Shear (rad-V3) max. (kN)
SelfWeight	Orientation I.	-20.48	27.13	-0.62	0.00
	Orientation II.	-25.09	23.89	0.00	0.00
Minimum/maximum		25.09	27.13	0.62	0.00

Shear Force Used for Segment Joint: 27.13 kN

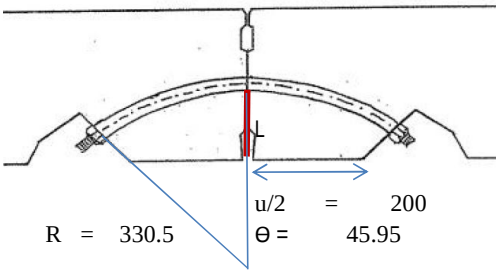
THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

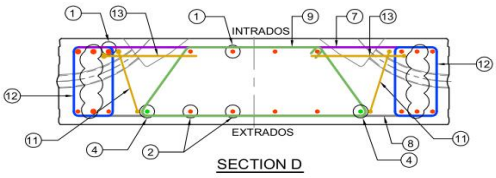
AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Concrete Shear Capacity Check at Circumferential Joint (Self Weight Model)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 4/27/2016

CALCULATIONS | NOTES

Concrete Shear Capacity Check at Circumferential Joint (Self Weight Model)

(without consideration of reinforcement)





1. Lining geometry and material properties

1.1. Geometry

Bolt thickness	tb	=	39.0	mm
Depth from lining surface to seal bottom	h	=	150.0	mm
	L	=	130.5	mm

1.2. Material properties

Concrete charactistic strength	f'_{ck}	=	48.0	N/mm^2
Material factor	γ_m	=	1.2	
Concrete Design compressive strength	f'_{cd}	=	40.0	N/mm^2

2. Design loads

Maximum Shear Force from Shear Links (Radial Direction)

Shear Force	V	=	16.53	kN	(unfactored)
Load factor	γ_f	=		Included in FEM model	
Structural analysis factor	γ_a	=	1.1		
Therefore, shear force :	F_d	=	18.19	kN	

Main Reinforcement:

Label	Type	Bar Ø	No.	Area (mm^2)
1	Main Bar	22	2	760

3. Punching Shear Check at Bolt Loaded Area

Shear capacity of concrete	V_{cd}	=	$\beta_d\beta_p\beta_r f_{pcd} u_p d/\gamma_b$		JSCE Concrete Sturctures 2007 [9.2.11]
		=	$\beta_d\beta_p\beta_r f_{pcd} A_p/\gamma_b$		
	b	=	1.2	m	
d and p: Effective depth and reinforcement ratiodefined as the average value for the reinforcement in two directions	d	=	130.5	mm	
	p	=	0.026		
Peripheral length of loaded area	u	=	400.0	mm	
Peripheral length of the design cross section located at a distance d/2 from loaded area	u_p	=	400.00	mm	
Shear force area	A_p	=	29650.2	mm^2	

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Concrete Shear Capacity Check at Circumferential Joint (Self Weight Model)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 4/27/2016

CALCULATIONS | NOTES

(Continue: 3. Punching Shear Check at Bolt Loaded Area)

β_d = $^4\sqrt{(1000/d)}$ = 1.5 β_d (max) = 1.5

β_p = $3\sqrt{(100p)}$ = 1.4 β_p (max) = 1.5

β_r = 1+1/(1+0.25u/d) = 1.6

f_{pcd} = 0.2 x√(f'cd)

= 1.265 N/mm^2

Design limited shear capacity V_{cd} = 120.6 kN

Member factor γ_b = 1.15

Design limited shear capacity V'_{cd} = 104.9 kN

Structure factor γ_i = 1.3

$\gamma_i F_d$ = 23.6 kN > *104.9*

OKAY

(22.5% capacity utilized)

4. Shear Reinforcement Check at Bolt Loaded Area

Label	Type	Bar Ø	No.	Area (mm^2)
11	V-shaped	12	2	226
12	Antibursting	10	2	157

Design Shear Capacity of shear reinforcing steel

V_s = $0.6f_yA/\gamma_s/\gamma_b$

Reinforcement design strength f_y = 390.0 N/mm²

Reinforcement material factor γ_m = 1.0

Reinforcment area A = 383.3 mm²

Member factor γ_b = 1.15

∴ Design limited shear capacity of reinnforcing steel

V_s = 78.0 kN

Design limited shear capacity V'_{cd} + V_s = 182.9 kN

Design seal shear force

Structure factor γ_i = 1.3

$\gamma_i F_d$ = 23.6 kN < *182.9* kN

OKAY

(12.9% capacity is utilized)

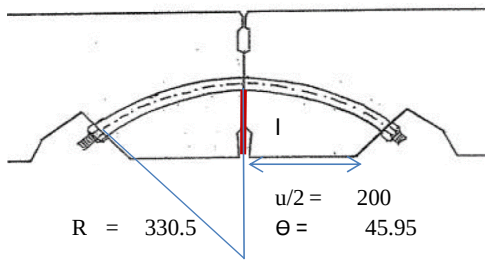
THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

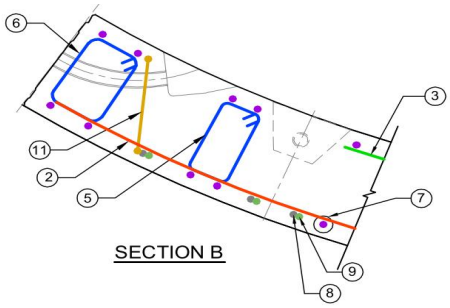
AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Lining Segmenet Shear Capacity at Segment Joint			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 4/27/2016

CALCULATIONS | NOTES

Concrete Shear Capacity Check at Segment Joint (Self Weight Model)

(without consideration of reinforcement)





1. Lining geometry and material properties

1.1. Geometry

Bolt thickness	tb	=	39.0	mm
Depth from lining surface to seal bottom	h	=	150.0	mm
	L	=	130.5	mm

1.2. Material properties

Concrete charactistic strength	f'_{ck}	=	48.0	N/mm^2
Material factor	γ_m	=	1.2	
Concrete Design compressive strength	f'_{cd}	=	40.0	N/mm^2

2. Design loads

Maximum Shear Force from Cross Section					
Shear Force from Cross Section Links	V	=	27.13	kN/joint	
Shear Force at Bolt	V_b	=	13.57	kN/bolt	(unfactored)
Load factor	γ_f	=		Included in FEM model	
Structural analysis factor	γ_a	=	1.1		
Therefore, shear force :	F_d	=	14.92	kN	

Main Reinforcement:

Label	Type	Bar Ø	No.	Area (mm^2)	Spacing (mm)
7	Main Links	14	2	308	200

3. Punching Shear Check at Bolt Loaded Area

Shear capacity of concrete	V_{cd}	=	$\beta_d\beta_p\beta_r f_{pcd} u_p d/\gamma_b$		JSCE
		=	$\beta_d\beta_p\beta_r f_{pcd} A_p/\gamma_b$		Concrete Sturctures 2007 [9.2.11]
	b	=	1.2	m	
	d	=	65.3	mm	
d and p: Effective depth and reinforcement ratiodefined as the average value for the reinforcement in two directions	p	=	0.010		
Peripheral length of loaded area	u	=	400.0	mm	
Peripheral length of the design cross section located at a distance d/2 from loaded area	u_p	=	400.00	mm	
Shear force area	A_p	=	29650.2	mm^2	

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSUING WORKS. CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Lining Segmenet Shear Capacity at Segment Joint			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 4/27/2016

CALCULATIONS | NOTES

(Continue: 3. Punching Shear Check at Bolt Loaded Area)

β_d = $\sqrt[4]{(1000/d)}$ = 1.5 β_d (max) = 1.5

β_p = $3\sqrt{(100p)}$ = 1.0 β_p (max) = 1.5

β_r = 1+1/(1+0.25u/d) = 1.4

f_{pcd} = 0.2 x√ (f'cd)

= 1.265 N/mm^2

Design limited shear capacity V_{cd} = 79.5 kN

Member factor γ_b = 1.2

Design limited shear capacity V'_{cd} = 69.1 kN

Structure factor γ_i = 1.3

$\gamma_i F_d$ = 19.4 kN < *69.097*

OKAY

(24.4% capacity utilized)

4. Shear Reinforcement Check at Bolt Loaded Area

Label	Type	Bar Ø	No.	Area (mm^2)
11	V-shaped	12	2	226
6	Antibursting	10	2	157

Design Shear Capacity of shear reinforcing steel

V_s = $0.6f_yA/\gamma_s/\gamma_b$

Reinforcement design strength f_y = 390.0 N/mm²

Reinforcement material factor γ_m = 1.0

Reinforcment area A = 383.3 mm²

Member factor γ_b = 1.10

∴ Design limited shear capacity of reinnforcing steel

V_s = 81.5 kN

Design limited shear capacity V'_{cd} + V_s = 150.6 kN

Design seal shear force

Structure factor γ_i = 1.3

$\gamma_i F_d$ = 19.4 kN < *150.6* kN

OKAY

(12.9% capacity is utilized)

THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Concrete Shear Capacity at Joints -Key Segment Check			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 4/28/2016

CALCULATIONS | NOTES

Summary of Shear Forces at Joints

(without consideration of reinforcement)

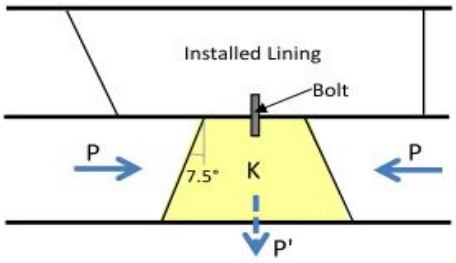
Shear Force at Circumferential Joints extracted from Appendix M6 Key Segment Check

For Serviceability Limit Stage

Load Factor =1.0

Structure Factor =1.0

Structural Analysis factor =1.0



PLAN VIEW

Factored Sliding Force on Keg Segment P' u = 375.76 x 1 x 1 x 1 = 375.76 kN

Shear Force Used for Segment Joint: 375.76 kN

Sliding Force calculated in Appendix M6 Key Segment due to Axial Compression

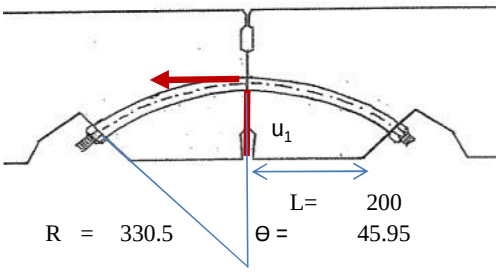
THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

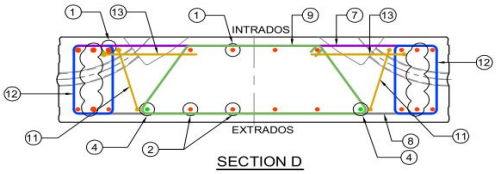
AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Concrete Shear Capacity Check at Circumferential Joint (Key Segment)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 4/28/2016

CALCULATIONS | NOTES

Concrete Shear Capacity Check at Circumferential Joint (Key Segment)

(without consideration of reinforcement)





1. Lining geometry and material properties

1.1. Geometry

Bolt thickness	tb	=	39.0	mm
Depth from lining surface to seal bottom	h	=	150.0	mm
	$u1/2$	=	130.5	mm

1.2. Material properties

Concrete charactistic strength	f'_{ck}	=	48.0	N/mm^2
Material factor	γ_m	=	1.0	
Concrete Design compressive strength	f'_{cd}	=	48.0	N/mm^2

2. Design loads

Shear Force at Circumferential Joints extracted from Appendix M6 Key Segment Check

Shear Force	V	=	375.76	kN
Load factor	γ_f	=	1.0	
Structural analysis factor	γ_a	=	1.0	
Therefore, shear force :	F_d	=	375.76	kN

Main Reinforcement:

Label	Type	Bar Ø	No.	Area (mm^2)
1	Main Bar	22	3	1140

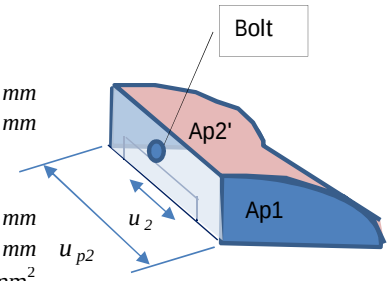
3. Punching Shear Check at Bolt Loaded Area

Shear capacity of concrete V_{cd} = $\beta_d\beta_p\beta_r f_{pcd} u_p d/\gamma_b$

= $\beta_d\beta_p\beta_r f_{pcd} A_p/\gamma_b$

JSCE Concrete Sturctures 2007 [9.2.11]

	d	=	100.0	mm
d and p: Effective depth and reinforcement ratiodefined as the average value for the reinforcement in two directions	p	=	0.019	
Peripheral length of loaded area	$u1$	=	261.0	mm
Peripheral length of loaded area	$u2$	=	423.0	mm
Peripheral length of the design cross section located at a distance d/2 from loaded area	u_{p1}	=	361.00	mm
	u_{p2}	=	523.00	mm
Shear force area	A_{p1}	=	59300.3	mm^2
A_{p2} = u_{p2} x L		=	104600.0	mm^2



THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSUER WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Concrete Shear Capacity Check at Circumferential Joint (Key Segment)			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 4/28/2016

CALCULATIONS | NOTES

(Continue: 3. Punching Shear Check at Bolt Loaded Area)

β_d = $\sqrt[4]{(1000/d)}$ = 1.5 β_d (max) = 1.5

β_p = $\sqrt{(100p)}$ = 1.2 β_p (max) = 1.5

β_r = 1+1/(1+0.25u/d) = 1.4

f_{pcd} =

= 1.386 N/mm^2

Design limited shear capacity V_{pcd} = 580.0 kN

Member factor γ_b = 1.00

Design limited shear capacity V'_{pcd} = 580.0 kN

Structure factor γ_i = 1.0

$\gamma_i F_d$ = 375.8 kN > *580.0*

(64.8% capacity utilized)

OKAY

4. Shear Reinforcement Check at Bolt Loaded Area

Label	Type	Bar Ø	No.	Area (mm^2)
12	Antibursting	10	2	157
13	U-shaped	12	2	226

Design Shear Capacity of shear reinforcing steel

V_s = $0.6f_yA/\gamma_s/\gamma_b$

Reinforcement design strength f_y = 390.0 N/mm²

Reinforcement material factor γ_m = 1.0

Reinforcment area A = 383.3 mm²

Member factor γ_b = 1.00

∴ Design limited shear capacity of reinnforcing steel

V_s = 89.7 kN

Design limited shear capacity V'_{pcd} + V_s = 669.6 kN

Design seal shear force

Structure factor γ_i = 1.0

$\gamma_i F_d$ = 375.8 kN < *669.6* kN

(56.1% capacity is utilized)

OKAY

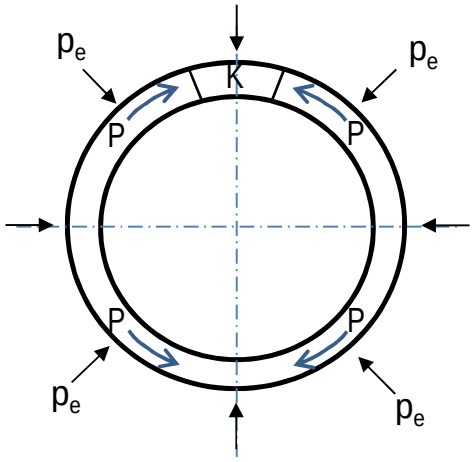
THE OWNERSHIP OF THE COPYRIGHT IN THIS SHEET IS RETAINED BY THE ISSURE WHOSE CONSENT MUST BE OBTAINED BEFORE ANY USE OR REPRODUCTION OF THE SHEET OR ANY PART THEREOF CAN BE MADE.

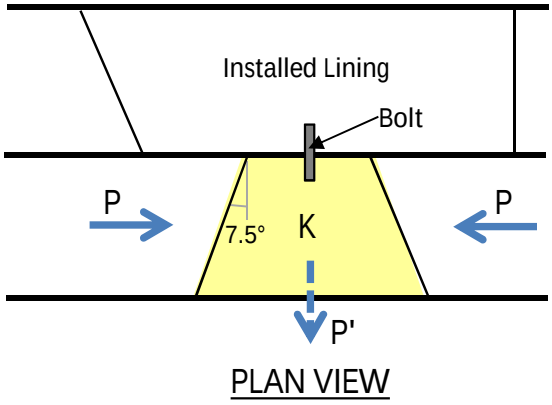
Appendix M6 - K-Segment Stability Check during Installation

AECOM Asia Company Ltd.	Project: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Project No.:
	Title: **Key Segment Checking**			Page:
	Reference Drawing:	Designed By:	Checked By:	Date: **19/4/2016**

Calculation | Note

1. Sliding of Key Segment due to Axial Compression





General Parameters

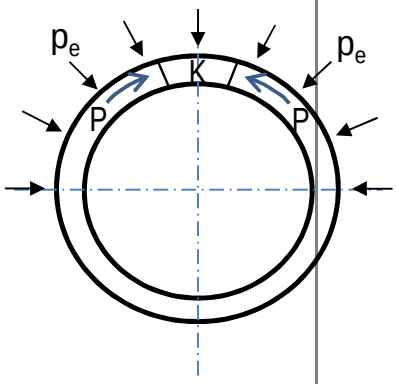
External diameter of tunnel	D_e	=	6650	mm	
Internal Diameter of Tunnel	D_i	=	6050	mm	
Mean Radius	Rm	=	3175	mm	
Radius at Gasket	Rg	=	3256	mm	
Segment Thickness	t	=	300	mm	
Key Segment Angle	θ_k	=	22.500	°	
Cross Sectional Area of Key Segment	Ak	=	0.374	m^2	
Width of Segment	B	=	1200	mm	
Density of Concrete	γ_{con}	=	26	kN/m^3	
Angle of key segment joint	α	=	7.5	°	(Longitudinal Direction)
Concrete coefficient of static friction at joint	c	=	0.500		(Usually, 0.5 in a case of concrete segment)
Effective Friction coefficient	c_f	=	0.167		(reduction due to seal, taken as 1/3 of c)

Design Loading

Earth pressure on lining $p_e = p_s + p_w$ (Effective Soil Pressure + Water Pressure at tunnel springline)

$= 110.05 + 250.70$ (Table 4-3, Tunnel Lining Report)

$= 360.75$ Kpa



Axial force on lining due to grout pressure $P = p_e \times B \times D_e/2$

$= 360.75 \times 1.2 \times 6.65/2$

$= 1439.39$ kN

Sliding Force due to Axial Compression $P' = 2 \times P \times \sin\alpha$

$= 2 \times 1439.39 \times (\sin 7.5)$

$= 375.76$ kN

For Serviceability Limit Stage

Load Factor	=	1.0
Structure Factor	=	1.0
Structural Analysis factor	=	1.0

Factored Sliding Force on Keg Segment $P'_u = 375.76 \times 1 \times 1 \times 1$

$= 375.76$ kN

AECOM Asia Company Ltd.	Project: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Sections (Line 1)			Project No.:
	Title: **Key Segment Checking**			Page:
	Reference Drawing:	Designed By:	Checked By:	Date: **19/4/2016**

Calculation | Note

2. Tensile Resistance of Bolts

The steel bolt along the longitudinal direction is considered to resist the push out force on the key segment.

Table C11.6.6 Characteristic values of strength of normal bolts (N/mm^2)

Grade as classified by JIS B 1051	Yield point or ultimate stress σ_y(N/mm^2))	Tensile strength σ_B(N/mm^2)	Shear strength $\sigma_y/\sqrt{3}$	Bearing strength $\sigma_y \times 1.5$
4.6	240	400	140	360
8.8	660	830	(380)	(990)
10.9	940	1,040	(540)	(1,410)

* strength values in ( ) are based on [Railway Technical Research Institute, 2000].

Using yield strength of bolt above from JSCE Standard for Steel and Composite Structure.

For longitudinal direction, Bolt provided is 1 no. of M 27 in Grade 8.8

Only consider bolt on Longitudinal direction

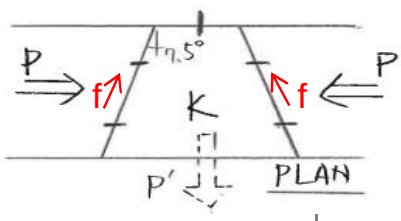
Yield Capacity of Single Bolt	T_c	=	$660*\pi*R^2$	=	377.89	kN	
Material Factor				=	1.0		
Member Factor				=	1.0		
Design Yield Strength of single bolt	T_c'	=	377.89 / 1 / 1	=	377.89	kN	
				>	375.76	kN	OK
Factor of Safety	FoS	=	377.9 / 375.8	=	1.01		OK

Since the capacity of bolt is higher than the push out force, the bolt has enough sliding resistance to prevent push out of the Key-segment.

3. Friction Resistance of Concrete between Segments

In case of the worst scenario that the tensile strength of bolt is reduced, friction between the concrete surfaces are required to provided resistance to the sliding force.

Friction due to Axial Compression	f	=	c_f x (P x cosα)	
		=	0.167 x 1439.39 x cos(7.5)	
		=	238.32	kN
Total Friction on Key Segment	F	=	2 x f	
		=	476.64	kN
Material Factor		=	1.0	
Member Factor		=	1.0	
Factored Friction	F_u	=	476.64 / 1 / 1	
		=	476.64	
		>	375.76	kN OK
Factor of Safety	FoS	=	476.6 / 375.8 = 1.27	OK



Appendix N
Flotation Check

Appendix N1
Flotation Check at General Condition

STABILITY OF TUNNEL (Flotation and Heave Check)

Since tunnels are supported by the surrounding soil, it is usually not necessary to check their stability. However, if the tunnels are to be constructed in an area where the groundwater level is high and the overburden is insufficient, the tunnels could be subjected to large buoyancy forces. In such a case, it is necessary to evaluate their stability against uplift both during and after construction.

In accordance with Outline Design Specification Section 35.2.3, evaluation is carried out for the vicinity (approx. at Km 1 + 350) of the TBM tunnel where the safety factor becomes the smallest for uplift (flotation).

For stability (flotation) calculations, Japan RTRI code is used (2002). The requirements in accordance with RTRI item 4.3 to be satisfied are as follows:

Factor of safety of the tunnel (including the weight of the surcharge soil) against uplifting: at least 1.0

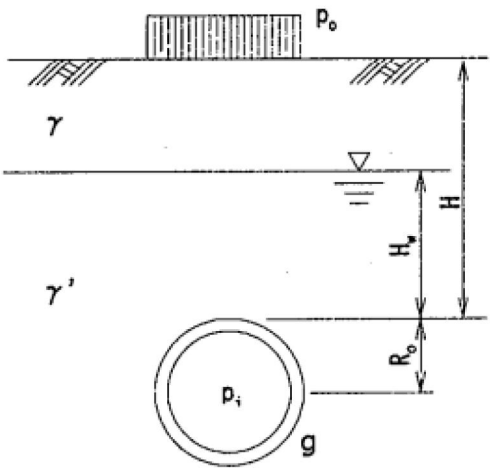
The friction resistance in the overburden soil must be ignored.

Regarding ground structures, the design water level shall be at the ground surface or at the flood stage, whichever is higher.

In order to check the most critical condition, both permanent (after completion) and temporary (during construction) cases were checked. For temporary case, internal load (Pi) is taken as “zero”.

The factor of safety is calculated using the following equation:
(to be on the conservative side, Po, surcharge load, is taken as “zero”)

$$Fs=\frac{2R_o\{\gamma'(H_w+R_o)+\gamma(H-H_w)\}-\pi\gamma' R_o^{\,2}/2+2\pi R_o g+2R_o p_o+P_1}{\pi\gamma_w R_o^{\,2}}>1.0$$



where,
Fs: factor of safety (ratio of uplift resistance to buoyancy)
H: overburden (m)
Hw: groundwater level measured from the tunnel crown (m)
g: weight of segment ring per unit area (kN/m2)
Pi: internal load (kN/m)
R0: outer diameter of tunnel (m)
Po: surcharge load (kN/m2)
γ: unit weight of soil (kN/m3)
γ’: submerged unit weight of soil (kN/m3)
γw: unit weight of water (kN/m3)

Section to be used for evaluating the stability of the tunnel
(Km 1+350)

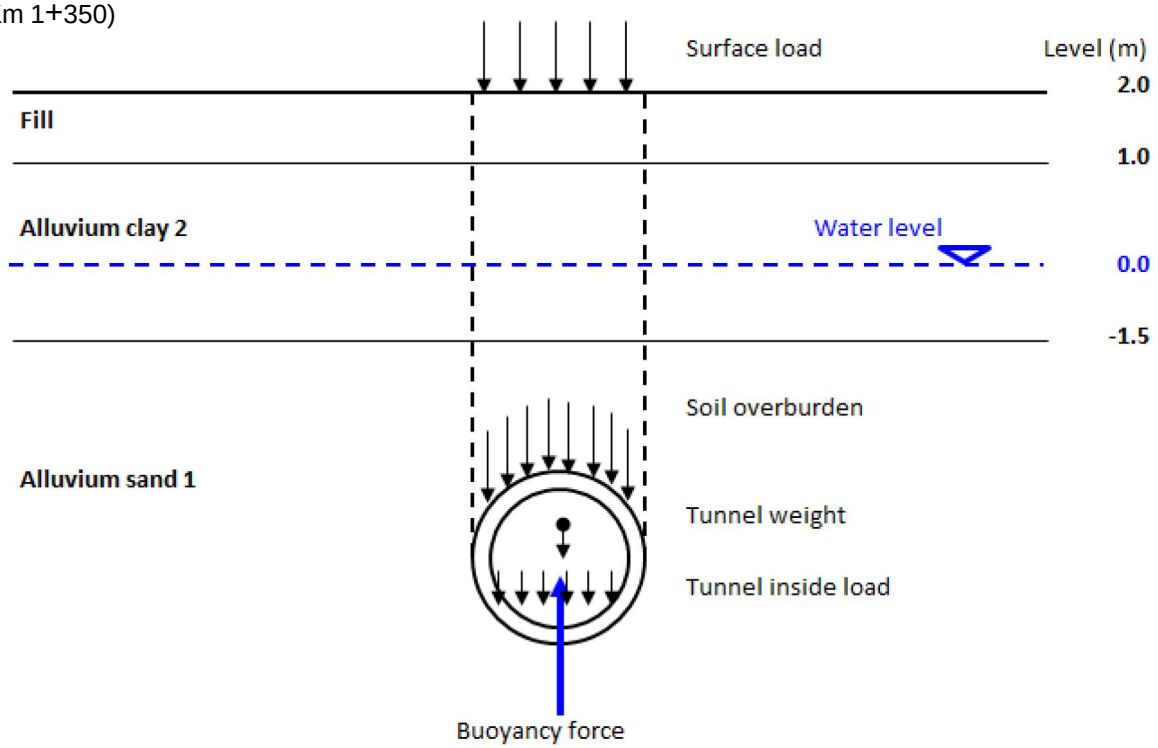


Table 5.2-1 Analysis result（Km 1+350)

Chainage	1+350
Decription	between ABH3 and U170
Tunnel outer dia. (m)	6.65
Tunnel concrete thk (m)	0.3
γ_{conc} (kN/m3)	24
Surface load (kPa)	0
Tunnel inside load (kPa)	0

Soil	Top (m)	Bot (m)	thk (m)	γ (kN/m3)	σv (kPa)
Fill	2.0	1.0	1.0	19.0	19.0
Alluvium clay 2	1.0	-1.5	2.5	16.5	60.3
Alluvium sand 1	-1.5	-9.5	8.0	20.5	208.3

Water level (m)	0.0
γ_w (kN/m3)	10.0
u (kPa)	95.0
σv at tunnel centre (kPa)	224.3
$\sigma v'$ at tunnel centre (kPa)	129.3
Effective weight of soil at semi-circle of tunnel (kN/m)	182.3
Effective weight of overburden (kN/m)	677.2
Tunnel concrete weight (kN/m)	143.6
Surface load (kN/m)	0.0
Tunnel load (kN/m)	0.0
Total downward force (kN/m)	820.8
Bouyancy force	347.3

FOS of floatation	2.36	>	1.05	OK

And for checking against flood level, the results are shown in Table below:

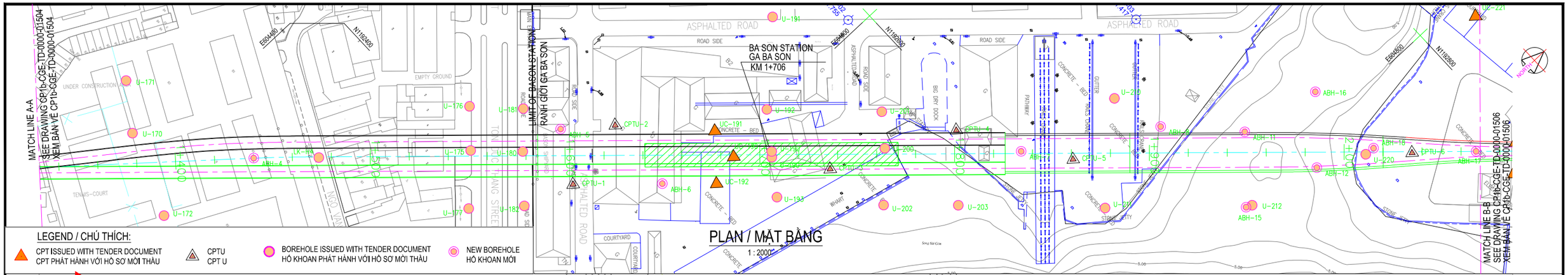
Table 5.2-2 Analysis result（Km 1+350), at flood level

Chainage	1+350
Decription	between ABH3 and U170
Tunnel outer dia. (m)	6.65
Tunnel concrete thk (m)	0.3
γ_{conc} (kN/m3)	24
Surface load (kPa)	0
Tunnel inside load (kPa)	0

Soil	Top (m)	Bot (m)	thk (m)	γ (kN/m3)	σv (kPa)
Fill	2.0	1.0	1.0	19.0	19.0
Alluvium clay 2	1.0	-1.5	2.5	16.5	60.3
Alluvium sand 1	-1.5	-9.5	8.0	20.5	208.3

Water level (m)	3.12
γ_w (kN/m3)	10.0
u (kPa)	126.2
σv at tunnel centre (kPa)	224.3
$\sigma v'$ at tunnel centre (kPa)	98.1
Effective weight of soil at semi-circle of tunnel (kN/m)	182.3
Effective weight of overburden (kN/m)	469.7
Tunnel concrete weight (kN/m)	143.6
Surface load (kN/m)	0.0
Tunnel load (kN/m)	0.0
Total downward force (kN/m)	613.3
Bouyancy force	347.3

FOS of floatation	1.77	>	1.05	OK

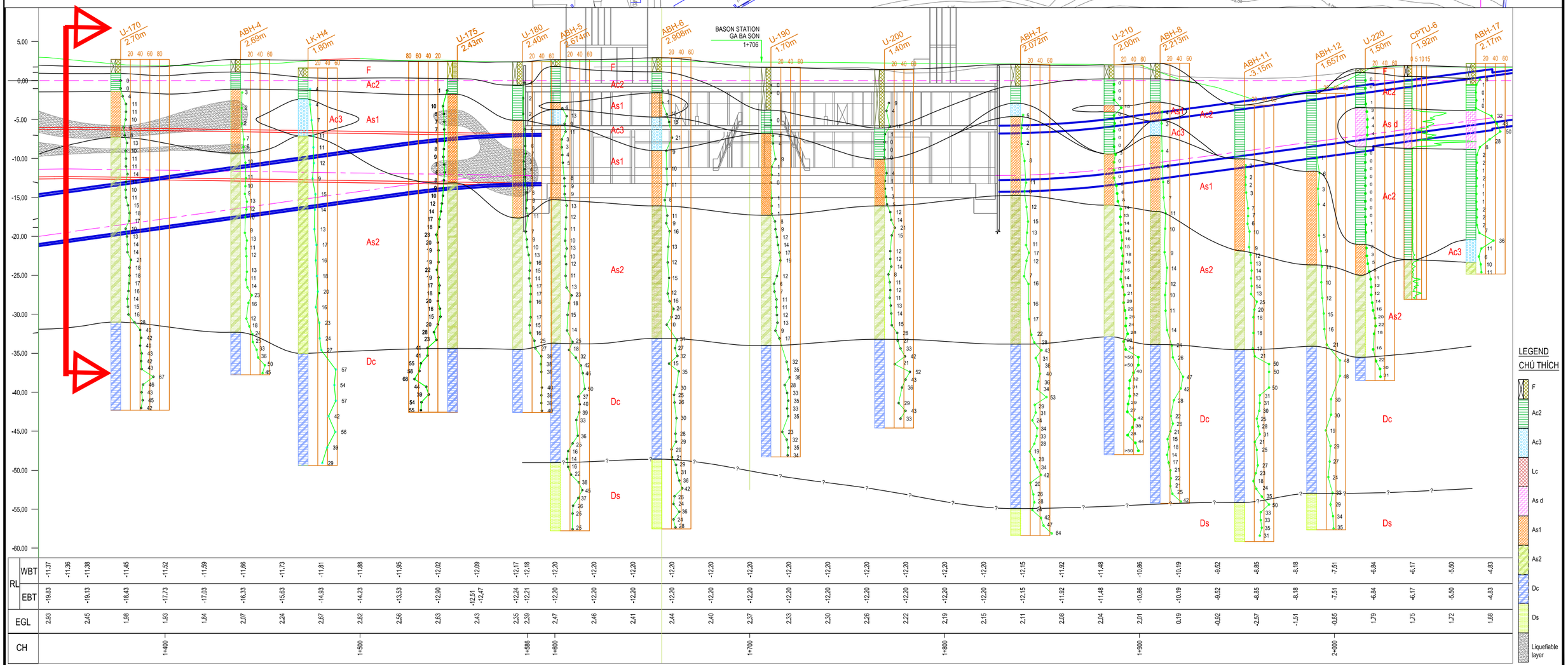


PLAN / MẶT BẰNG

1 : 2000

LEGEND / CHÚ THÍCH:

- CPT ISSUED WITH TENDER DOCUMENT / CPT PHÁT HÀNH VỚI HỒ SƠ MỜI THẦU
- CPTU / CPT U
- BOREHOLE ISSUED WITH TENDER DOCUMENT / HỐ KHOAN PHÁT HÀNH VỚI HỒ SƠ MỜI THẦU
- NEW BOREHOLE / HỐ KHOAN MỚI



VERTICAL SCALE:1/2000
TỈ LỆ ĐỨNG
HORIZONTAL SCALE:1/8000
TỈ LỆ NGANG

LEGEND / CHÚ THÍCH:

RL = RAIL LEVEL / CAO ĐỘ RAY
WBT = WEST-BOUNDTRACK / TUYẾN PHÍA TÂY
EBT = EAST-BOUNDTRACK / TUYẾN PHÍA ĐÔNG
EGL = EXISTING GROUND LEVEL / CAO ĐỘ MẶT ĐẤT HIỆN HỮU
CH = CHAINAGE / LÝ TRÌNH

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN		
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	AARTHY RAMARAO	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	LONG WENJIU	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	ANGUS AGNEW	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KAORU.YAMANE	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 19/12/2014
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT / DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

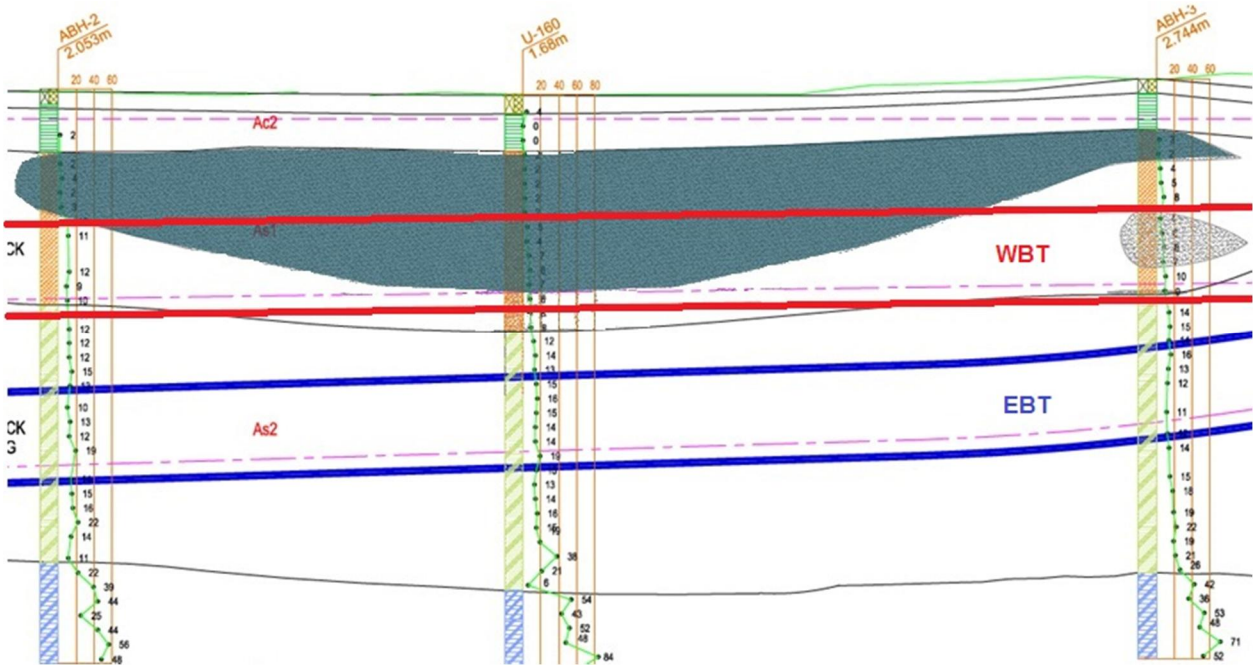
TITLE / TÊN BẢN VẼ: BOREHOLE PLAN AND
GEOLOGICAL PROFILE - LIQUEFIABLE LAYERS AT BORED TUNNEL AREA (SHEET 2)
MẶT BẰNG HỐ KHOAN VÀ
HỒ SƠ ĐỊA CHẤT - LỚP ĐẤT HÓA LỎNG TẠI KHU VỰC HẦM KHOAN (TỜ 2)

DRAWING NO / BẢN VẼ SỐ: CP1b-CGE-TD-0000-01505
REV.: -

Appendix N2
Flotation Check at
Liquefaction-Susceptible Area

FLOTATION CHECK FOR LIQUEFACTION-SUSCEPTABLE AREA

On the West bound Tunnel, a localized area is susceptible to liquefaction in case of seismic activity. Although the seismicity is very low, flotation check is conducted for the related area as below



Flotation check is done based on related Japanese code (DSRSC - Seismic Design, pages 129, and 136-138).

$$\gamma_1 \frac{U_s + U_D}{W_s + W_B + Q_s + Q_B} \leq 1.0 \qquad \text{(解 6.8.4)}$$

$$W_B = f_{uw} W_B \qquad \text{(解 6.8.5)}$$

$$W_s = f_{uw} p_v B \qquad \text{(解 6.8.6)}$$

$$Q_S = f_{US}(c_S + K_0\sigma'_{vS}\tan\phi_S)H' \quad (解 6.8.7)$$

$$Q_B = f_{US}(c_B + K_0\sigma'_{vB}\tan\phi_B)H \quad (解 6.8.8)$$

$$U_S = r_1 u_S B \quad (解 6.8.9)$$

$$U_D = L_u \cdot \sigma_v' \cdot B \quad (解 6.8.10)$$

こに，W_B：開削トンネルの自重（kN/m）

W_S：鉛直荷重（水の影響を含む）（kN/m）

w_B：開削トンネルの自重の特性値（kN/m）

p_v：水の影響を考慮した鉛直土圧力度の特性値（kN/m²）

B：開削トンネルの幅（m）

Q_S：上載土のせん断抵抗（kN/m）で $F_L<1$ の土層は $Q_S=0$ とする

Q_B：開削トンネル側面の摩擦抵抗（kN/m）で $F_L<1$ の土層は $Q_B=0$ とする

c_S：上載土中央深さにおける土の粘着力（kN/m）

ϕ_S：上載土の内部摩擦角（°）

σ'_{vS}：上載土中央深さにおける土の有効上載圧（kN/m²）

H'：上載土の厚さ（m）

K_0：静止土圧係数

c_B：開削トンネル中央深さにおける土の粘着力（kN/m）

ϕ_B：開削トンネル側面の壁面摩擦角（°）で $\phi_B=2/3\phi$ とする（ϕ：開削トンネル周辺地盤の土の内部摩擦角）

σ'_{vB}：開削トンネル中央深さにおける土の有効上載圧（kN/m²）

H：開削トンネルの高さ（m）

U_S：開削トンネル底面の静水圧による揚圧力（kN/m）

u_S：開削トンネル底面の静水圧による揚圧力度の特性値（kN/m²）

U_D：開削トンネル底面の過剰間隙水圧による揚圧力

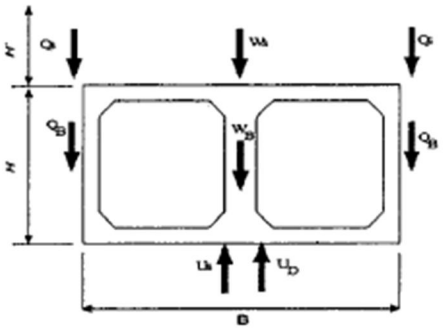
L_u：過剰間隙水圧比で**解説図 6.8.8** による

σ_v'：開削トンネル底面位置における初期有効上載圧（kN/m²）

r_1：構造物係数

r_f：荷重係数

f_{us}，f_{uw}：浮上りに関する安全係数で**解説表 6.8.1** による．

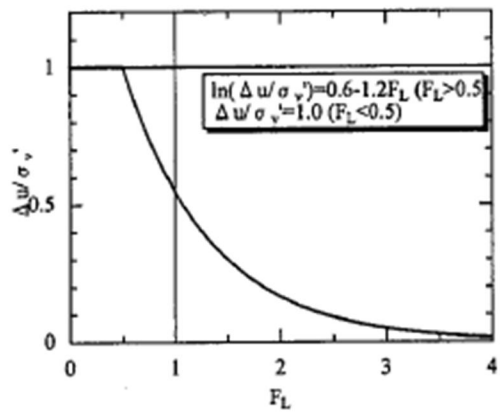


解説図 6.8.18 液状化時の開削トンネルの安定に関する力の釣合い

解説表 6.8.1　浮上りに関する安全係数

f_{uw}	1.0
f_{us}	1.0

解説図 6.8.7　20＜P_L の場合の荷重～変位関係推定のための解析モデル（大型基礎，単杭基礎）



解説図 6.8.8　$\Delta u/\sigma_v' \sim F_L$ 関係

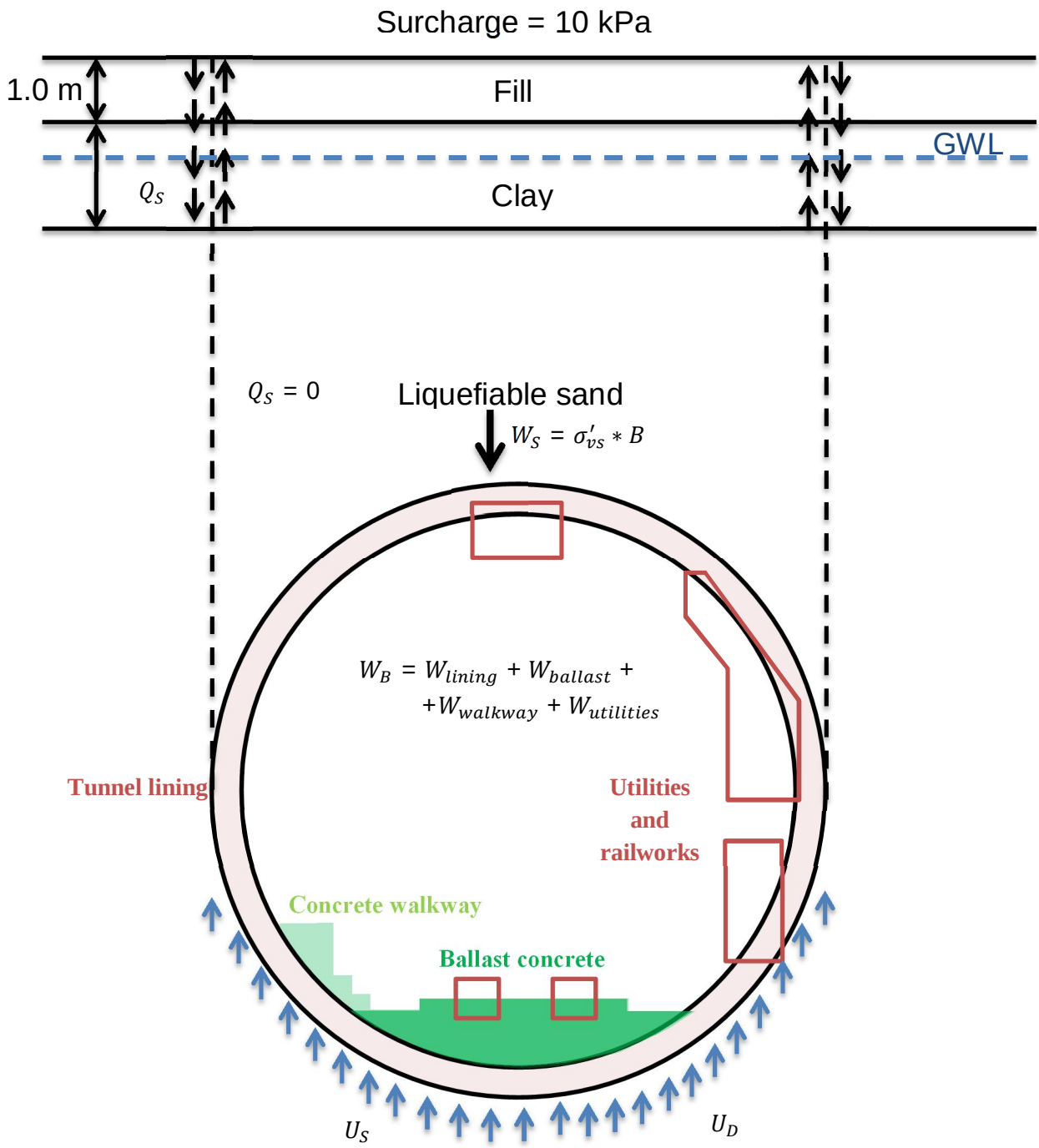
Definition of 'Factor of Safety' in this design (after Eq. 6.8.4):

$$FOS = \frac{W_s + W_B + Q_s}{U_s + U_D}$$

The FL values corresponding to localized liquefaction-susceptible zone on West Bound Tunnel is shown as below:

ボーリング番号	サンプル番号	Depth z m	Total Fines Fc %	SPT-N	全上載圧 σv	有効上載圧 σv'	平均粒径 D_{50}	相対密度 Dr	基準化N値 N1	平均粒径の範囲 Range	K(D50,Fc,σv') F	相対密度のカテゴリー (Category)	液状化強度 R	地震時最大せん断応力比 L	液状化低効率 FL	層厚 m	w	PL用FL値 FL for PL calc	(1-FL)w dz	PL
U-160	SPT4	4.225	16.40	2	73.9	31.6	0.08	37.3	2.8	0.075<D_{50}<0.5	0.20	Dr<60	0.320	0.25	1.28	1.00	7.888	1.000	0	13.07
U-160	SPT5	5.225	16.40	2	94.4	42.1	0.4	36.5	2.6	0.075<D_{50}<0.5	0.04	Dr<60	0.160	0.23	0.67	1.00	7.388	0.675	2.40	
U-160	SPT6	6.225	16.40	2	114.9	52.6	0.4	35.8	2.5	0.075<D_{50}<0.5	0.04	Dr<60	0.148	0.22	0.65	1.00	6.888	0.654	2.39	
U-160	SPT7	7.225	16.40	2	135.4	63.1	0.4	35.2	2.3	0.075<D_{50}<0.5	0.03	Dr<60	0.139	0.21	0.63	1.00	6.388	0.632	2.35	
U-160	SPT8	8.225	16.40	2	155.9	73.6	0.4	34.5	2.2	0.075<D_{50}<0.5	0.03	Dr<60	0.130	0.21	0.61	1.00	5.888	0.612	2.28	
U-160	SPT9	9.225	11.50	5	176.4	84.1	0.7	41.7	5.3	D_{50}>0.5	-0.01	Dr<60	0.151	0.20	0.73	1.00	5.388	0.730	1.45	
U-160	SPT10	10.225	11.50	4	196.9	94.6	0.7	43.2	4.1	D_{50}>0.5	-0.01	Dr<60	0.176	0.20	0.83	1.00	4.888	0.829	1.83	
U-160	SPT11	11.225	15.20	7	217.4	105.1	0.4	52.3	6.9	0.075<D_{50}<0.5	0.01	Dr<60	0.190	0.19	0.97	1.00	4.388	0.967	0.15	
U-160	SPT12	12.225	15.20	8	237.9	115.6	0.4	54.1	7.5	0.075<D_{50}<0.5	0.01	Dr<60	0.194	0.19	1.01	1.00	3.888	1.000	0	
U-160	SPT13	13.225	15.20	7	258.4	126.1	0.4	50.8	6.3	0.075<D_{50}<0.5	0.01	Dr<60	0.175	0.18	0.93	1.00	3.388	0.933	0.23	
U-160	SPT14	14.225	24.10	8	278.9	136.6	0.2	52.6	7.0	0.075<D_{50}<0.5	0.08	Dr<60	0.256	0.18	1.39	1.00	2.888	1.000	0	
U-160	SPT15	15.225	24.10	8	299.4	147.1	0.2	51.9	6.7	0.075<D_{50}<0.5	0.08	Dr<60	0.249	0.18	-	1.00	2.388	1.000	0	
U-160	SPT16	16.225	24.10	9	319.9	157.6	0.2	53.6	7.3	0.075<D_{50}<0.5	0.08	Dr<60	0.254	0.176	1.44	1.00	1.888	1.000	0	
U-160	SPT17	17.225	33.00	12	340.4	168.1	0.2	58.8	9.4	0.075<D_{50}<0.5	0.08	Dr<60	0.283	0.172	1.65	1.00	1.388	1.000	0	
U-160	SPT18	18.225	33.00	14	360.9	178.6	0.2	61.5	10.7	0.075<D_{50}<0.5	0.08	Dr>60	0.222	0.168	1.32	1.00	0.887	1.000	0	

$FL_{average}$ = 0.8636→ Based on Figure 6.8.8, $L_{u,average} = e^{(0.6-1.2*0.8636)}$ = 0.6464 ≈ <u>0.65</u>


Surcharge = 10 kPa
1.0 m
Fill
GWL
Q_S
Clay
Q_S = 0
Liquefiable sand
$W_S = \sigma'_{vs} * B$
$W_B = W_{lining} + W_{ballast} +$
$+W_{walkway} + W_{utilities}$
Tunnel lining
Utilities and railworks
Concrete walkway
Ballast concrete
U_S
U_D

Applied surcharge on the surface: 10 kPa

Applied soil parameters				
	γ_m [kN/m^3]	γ_{sat} [kN/m^3]	φ' [deg]	c [kPa]
Fill	19	-	25	10
Clay	16.5	16.5	24	10
Sand	-	20.5	30	0

Loads contributing against flotation at permanent condition:

	Area [m^2]	Unit weight [kN/m^3]	Dead load [kN/m]
Tunnel	5.984	26	155.6
Ballast heavy-concrete	2.6	26	67.6
Concrete walkway	0.5	24	12
Utilities and railworks	-	-	6
		Total:	241.2

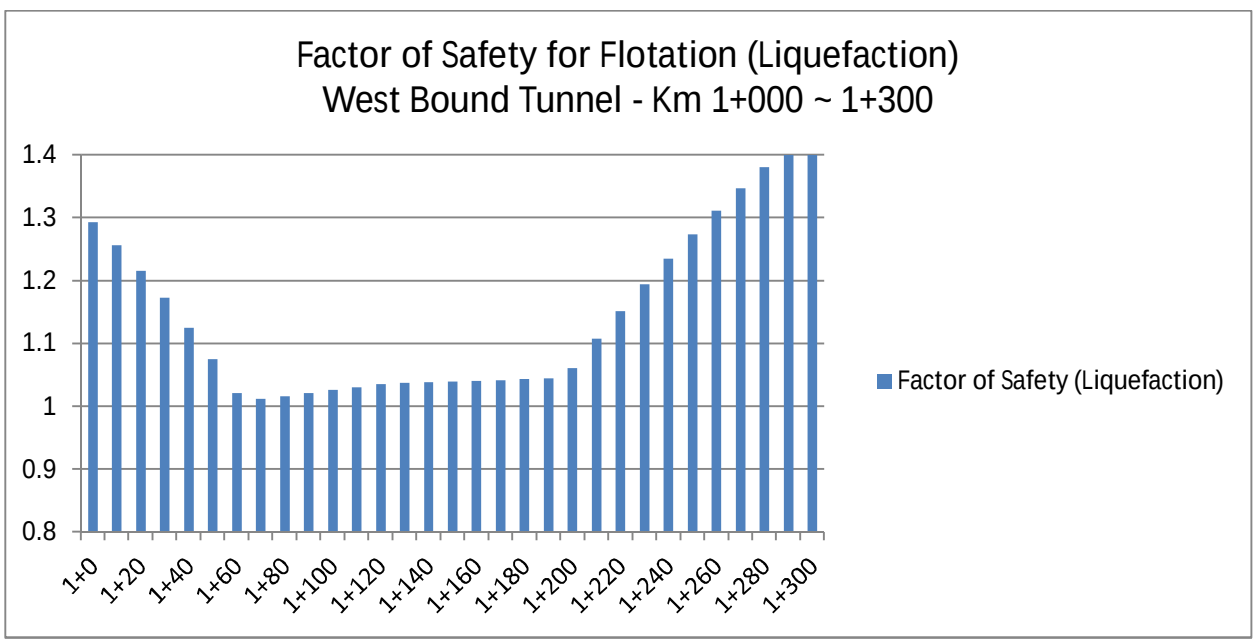
Critical section at 1+070:

$Q_{s.total}$ = 128.8 kN/m; W_s = 742.52 kN/m; W_b = 241.20 kN/m

U_d = 752.07 kN/m U_s = 347.32 kN/m

$$FOS = \frac{742.52 + 241.20 + 128.8}{347.32 + 752.07} = \frac{1112.52}{1099.39} = 1.01$$

For other sections, please refer to the figure bellow. At all locations, factor of safety exceeds 1.0, therefore flotation checking against the liquefied layer is satisfied.



Appendix P
Segment Handling Structural Check

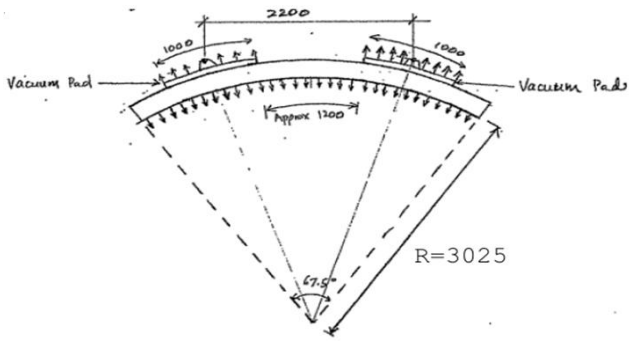
Appendix P1 - Segment Demoulding Check

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh-Suoi Tien Section (Line 1)		Job ref	60320676
AECOM	Part of structure	SEGMENT DEMOULDING CHECK		Calc. sheet No.	
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date	2/18/2016
CALCULATIONS				NOTES	

SEGMENT DEMOULDING CHECK

Tunnel lining inner diameter	=	6050	mm	
Tunnel lining thickness	=	300	mm	
Tunnel lining width	=	1200	mm	
Circumferential angle	=	67.5	deg	
Concrete characteristic strength, f_{ck}	=	48	N/mm^2	
Vacuum pad dimensions	=	1100	x	750
	=	825000	mm^2	

Segment is supported within the vacuum area. Suction at the bottom of the mould is taken into consideration. The loading caused by suction is acting uniformly in the radial direction. The maximum suction load is assumed to be the selfweight of the segment.



Suction pressure, p_{suc} = Self Weight/surface area at bottom of mould = 8.6 kN/m^2

Load factor	γ_f	=	1.5	
Structural analysis factor	γa	=	1.1	
Structure factor	γi	=	1.3	
Total applied load =	8.6 x1.1x1.3x1.5	=	18.4	kN/m^2

Conservatively assume segment is simply supported between centres of vacuum pads
For 1m width of segment

Max moment, M_{max} =	18.4 x 2.2^2 / 8	=	11.1	kN.m/m
Design moment =	=11.1	=	11.1	kN.m/m
Max tensile stress		=	0.74	N/mm^2

Concrete compressive stress at demoulding at 7 Days =

$$f'_c(t) = \frac{t}{a+bt} d(i) f'_{ck}$$

$$f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_c(t)}$$

t = 7, f' c (t) = (7 / (4.5 + 0.95 x 7) x (1.11) x (48 /1.3) = 25.73 N/mm^2

f_{tk} (7) = 0.44 x (27.87)^0.5 = 2.2N/mm^2

Table C4.1.1 Values of *a*,*b*,*d* in Eq.(C4.1.1)

Type of Cement	*a*	*b*	*d*(28)
Ordinary Portland Cement	4.5	0.95	1.11
Moderate Heat Portland Cement	6.2	0.93	1.15
High Early Strength Portland Cement	2.9	0.97	1.07

Material Factor of Concrete	γ_c	=	1.2	
Member Factor for Compression	γ_b	=	1.3	

Factor concrete strength

f'_{ck} =	f_{ck}/γ_c			
=	48/1.2	=	40	

Factored compressive stress

$f'_c(t)$ =	t/(a+b*t)*d(i)*f'_{ck}			
$f'_c(7)$ =	7/(4.5+0.95*7)*1.11x40	=	27.9	N/mm^2

Tension Strength of Concrete (t=7 Days)

f_{tk} =	$c\sqrt{f'_c(t)}$			
=	0.44*27.9^0.5	=	2.32	N/mm^2

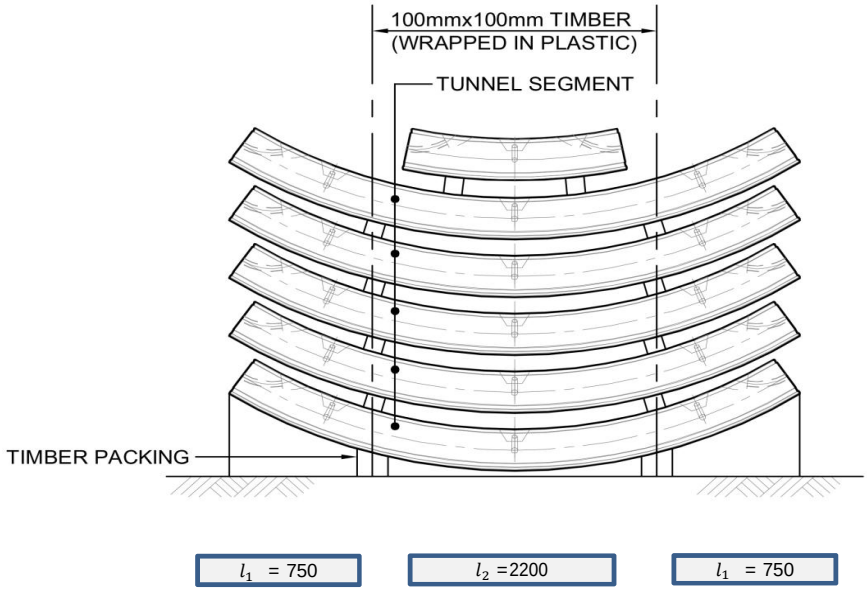
Factored tensile strength

f'_{tk} =	f_{tk}/γ_b			
=	2.32/1.3	=	1.79 N/mm^2	OK
	f'_{tk}	>	0.74	

Appendix P2 - Segment Stacking Check

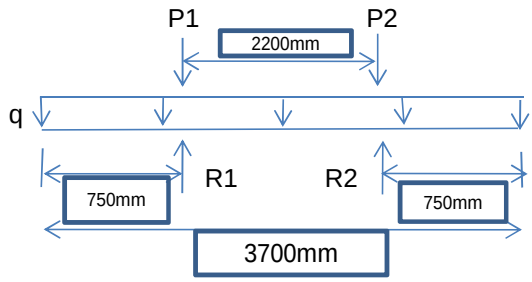
AECOM Asia Co. Ltd.	Contract	Ho Chi Munh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh-Suoi Tien Section (Line 1)		Job ref	60320676
	Part of structure	SEGMENT STACKING CHECK		Calc. sheet No.	
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date	4/18/2016
CALCULATIONS				NOTES	

100mm x 100m TIMBER
(WRAPPED IN PLASTIC)

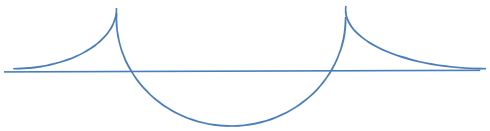


Tunnel lining inner diameter	Di	=	6050	mm
Tunnel lining thickness	h	=	300	mm
Tunnel lining width	b	=	1200	mm
Weight of concrete	γ	=	26	kN/m^3
Compressive strength of concrete at the time of stacking (7 Days)				
Material Factor	γ_m	=	**1.2**	
Member factor	γ_b	=	**1.1**	
fck' 48 / 1.2		=	**40.0**	N/mm^2
$f'_c(t) = \frac{t}{a+bt} d(i) f'_{ck}$	f'_c	=	27.9	N/mm^2
Tension Strength of Concrete at 7 Days				
	f_{tk}	=	1.79	N/mm^2
Equivalent selfweight per meter run				
	$\gamma \times b \times h$	=	9.4	kN/m
Load Factor (dynamic load)	γ_f	=	**1.5**	
Structural analysis factor	γa	=	**1.1**	
Structure factor	γi	=	**1.3**	
Factored load q = 9.4 x1.1x1.3x1.5		=	20.1	kN/m
Angle of Oridinary Segment	φ	=	67.5	Degree
Angle of Key Segment	φ_{ks}	=	22.5	Degree

Base Check (Bottom Segment)



BMD



Wn=Weight of normal segment
P1=P2 point load from timber support of upper segment

Bending moment at support	M_1=	$ql^2/2$	=	5.6	kN.m
Bending moment at midspan	M_2=	$ql^2/8-M_1$	=	6.5	kN.m

Inertia	I	=	$bh^3/12$	=	2.70E+09	mm^4
	y			=	300	mm

Max tensile stress

$$\sigma_t = \frac{M_1 y}{I}$$ = 0.4 N/mm^2

< 1.79 N/mm^3 **OK**

Eccentricity Check (Bottom Segment)

Assume 50 mm eccentricity between upper and lower timber support for lowest segment

Segment arc length	6350*67.5/360*pi()	=	3.740	m
Weight per normal segment	=20.1 x 3.74	=	75.1	kN
Weight imposed at each timber support on the lowest segment		=	200.3	kN

Design hogging moment $M_{max} = Wn \times e$ = 19.5 kNm

Superimposing the two moments caused by

Design tensile stress $$\sigma_t = \frac{M_3 y}{I}$$ = 1.08 N/mm^2

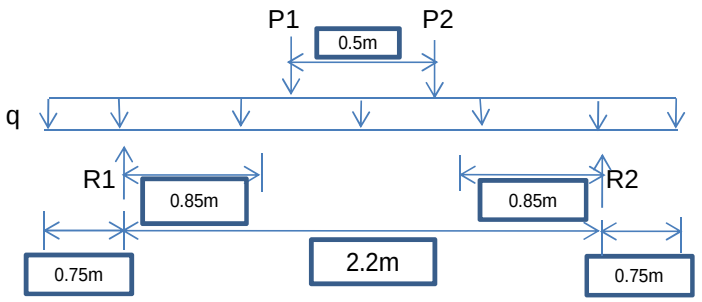
< 1.79 N/mm^3 **OK**

Key Segment Load (Uppermost 67.5° Segment)

Arc Length of key segment		=	1.25	m
Weight of key segment	=20.1 x1.25	=	25.0	kN

Assume key segment acts as 2 point loads(P1, P2) at the midspan from timbers spaced at 500mm apart on normal segment

P1=P2		=	12.52	kN
Design Bending Moment		=	17.59	kNm
Max Tensile Stress		=	0.98	N/mm^2
		<	1.79	N/mm2 **OK**



R1 = R2 = (q*L)/2+P1
= 50.1 kN

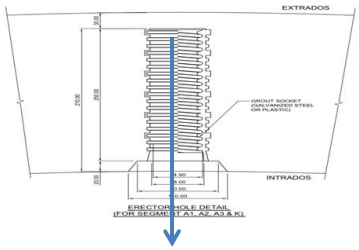
M = R2*1.1-q*1.85^2/2-P2*0.25
= 17.6 kNm

Wn=Weight of normal segment
P1=P2 point load from timber support of key segment

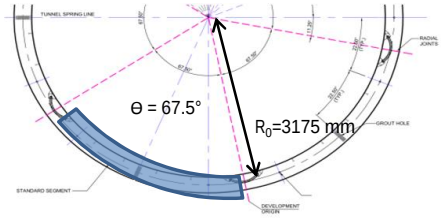
Appendix P3 – Lifting of Segment

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh-Suoi Tien Section (Line 1)		Job ref	60320676
AECOM	Part of structure	LIFTING SOCKET		Calc. sheet No.	
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date	12/31/2015
CALCULATIONS				NOTES	

LIFTING SOCKET



Grouting pipe OD		=	54.9 mm	
Socket length		=	230 mm	(Consider screwed area only)
Socket thickness		=	7 mm	

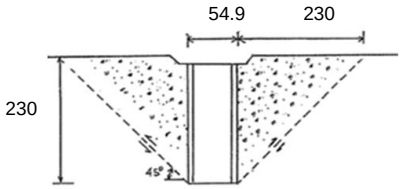


Segmnet arc length	= 3.74m	=	3740 mm	
Weight per normal segment	=20.1 x 3.74	=	75.1 kN	factored self-weight from stacking calculation
Design lifting force		=	75.1 kN	

Concrete Friction Capacity

Concrete cylindrical strength, f_{ck}			=	48 N/mm^2	(f_{ck} should have reached 48MPa
Material Factor		γ_m	=	**1.2**	after 28 days)
Member factor		γ_b	=	**1.3**	
	fck'	=48/1.3/1.2	=	30.8 N/mm^2	
Length of socket	L		=	230 mm	
Diameter of socket	D		=	54.9 mm	
Surface	A	= πxDxl	=	39669 mm^2	
Bond strength	f'_{bok}	= $0.28*f'_{ck}^{2/3}$	=	2.75 N/mm^2	JSCE-SSCS 2007 - Section 5.2.1
			<	4.2 N/mm^2	**OK**
Friction capacity	$A*f'_{bok}$		=	109 kN	**OK**

Concrete Shear Capacity



Assuming 45deg concrete cone failure

Surface Area of bigger cone	S_1 =	$\pi x r_1 x l_1$	=	294476.5	mm^2
Surface Area of smaller cone	S_2 =	$\pi x r_2 x l_2$	=	3347.723	mm^2
Shear area	A_s =	$S_1 - S_2$	=	291128.8	mm^2

Design Shear Capacity of Linear Member without shear reinforcing steel
(Extracted from Appendix K Shear Reinforcement)

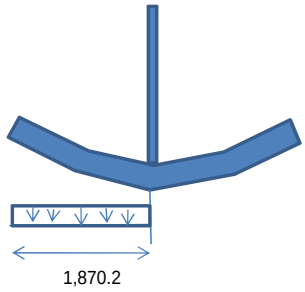
$$V_{cd} = \beta_d \times \beta_p \times \beta_n \times f_{vcd} / \gamma b \quad \text{(Shear)}$$ Equ. 9.2.4

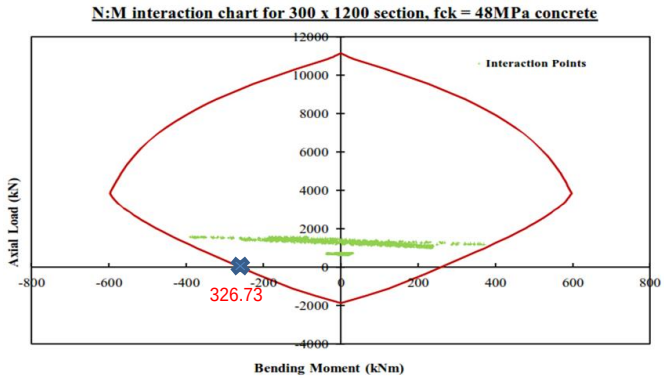
fck should have reached 48MPa after 28 days,

Design concrete shear Capacity, V_c	=	182.1	kN	(Calculated in Appendix K - RC Design)
	>	75.1	kN	**OK**

Segment Capacity due to Lifting

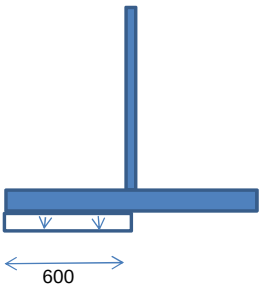
(a) Capacity Along Radial Joint





Segment Arc length		=	3.740	m	
Segment Width		=	1.2	m	
Segment Thickness		=	0.3	m	
Self Weight		=	9.36	kN/m	
Load Factor	γ_f	=	1.5		
Structural analysis factor	γa	=	1.1		
Structure factor	γi	=	1.3		
Loading w =	9.4 x1.3x1.5x1.1	=	18.3	kN/m	
Design Moment		= $wl^2/2$			
		=	31.9	kNm	
fck		=	48	MPa	(fck' should have reached 48MPa before it is lifted by the grout pocket)
Pure Flexural Capacity without consideration of axial force		=	326.7	kNm	(Calculated in Appendix K - RC Design)
		>	31.9	kNm	**OK**

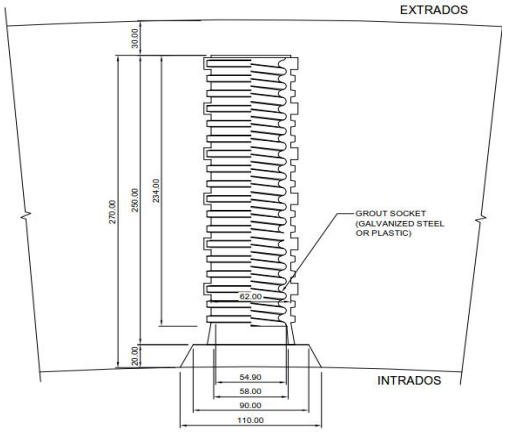
(b) Capacity along circumferential joint



Segment Arc length		=	3.740	m	
Segment Width		=	1.2	m	
Segment Thickness		=	0.3	m	
Load Factor	γ_f	=	1.5		
Structural analysis factor	γa	=	1.1		
Structure factor	γi	=	1.3		
Loading w =	0.3 x3.7x1.3x1.5x1.1	=	62.58162	kN/m	
Design Moment		= $wl^2/2$			
		=	11.3	kNm	
fck		=	48	MPa	(fck should have reached 48MPa before it is lifted by the grout pocket)
Pure Flexural Capacity without consideration of axial force		=	326.7	kNm	(Calculated in Appendix K - RC Design)
		>	11.3	kNm	**OK**

Appendix P4 - Erector Hole Concrete Check

AECOM Asia Co. Ltd.	Contract: Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh-Suoi Tien Section (Line 1)			Job ref: 60320676
	Part of structure: Concrete Cover of Erector Hole			Calc. sheet No.
	Drawing ref.	Calculations by	Checked by	Date: 6/6/2016
CALCULATIONS				NOTES



ERECTOR HOLE DETAIL

Diameter of erector hole	=	58	mm
Thickness of concrete at the bottom of erector hole	=	30	mm

Long Term Condition:

With consideration of water pressure (P_w) and earth pressure (P_e)

Design pressure, P_L	=	$P_w + P_e$		(Flood level P_w and P_e value extracted from Table 4-3, Tunnel Lining Design Report)
	=	287.14 + 104.74		
	=	391.88	kPa	

Short Term Condition:

With consideration of grout pressure (P_g), which is equivalent to the water pressure plus 1.5bar for deep section and 0.5bar for shallow section considering an appropriate load factor

Design pressure, P_S	=	P_g		(Normal water level P_w value extracted from Table 4-3, Tunnel Lining Design Report)
	=	P_w + 150 kpa		
	=	283.31 + 150		
	=	433.31	kPa	

Shear Capacity of Plain Concrete

Concrete charactistic strength, f_{cd}	=	48	N/mm^2	(f_{ck} should have reached 48MPa after 28 days)
Shear capacity of concrete, V_c	=	$(f_{cd}/100+0.15)\times L$		(Table 2.1.2, Code of the Ministry of Land, Infrastracture, Transport and Tourizm Japan)
Where, f_{cd}	=	48	N/mm^2	
L	=	30.0	mm	
V_c	=	(48/100+0.15) x 30		
	=	18.9	N/mm	
Shear resistance of concrete cover, F	=	$V_c \times \pi \times d$		
	=	18.9 x π x 58		
	=	3.44	KN	
Design shear force for Short-term, F_s	=	P_s x $(\pi \times d^2/4)$		
	=	433.31 x (π x 58^2/4)		
	=	1.14	KN	
	<	3.44	KN	**OK**
Design shear force for Long-term, F_l	=	P_l x $(\pi \times d^2/4)$		
	=	391.88 x (π x 58^2/4)		
	=	1.04	KN	
	<	3.44	KN	**OK**

Moment Capacity of Plain Concrete

Maximum design pressure,	P_{max}	=	Max of P_L and P_S	
		=	433.31	kPa
Bending Moment,	M_{max}	=	P_{max} x D^2 / 8	
		=	433.31 x 0.058^2 / 8	
		=	0.1822	kNm per m
Max tensile stress	σ_t	=	M_{max} / (1000 x L^2/6)	
		=	1.21	N/mm^2
Factored concrete strength	f'_{ck}	=	f_{ck}	
		=	48	N/mm^2
Tension Strength of Concrete (t = 28 Days)				
	f_{tk}	=	$c\sqrt{f'_c(t)}$	
		=	0.44*48^0.5	
		=	3.05	N/mm^2
Factored tensile strength	f'_{tk}	=	f_{tk}	
		=	3.05	N/mm^2
		>	1.21	**OK**

Appendix S
Seismic Design

APPENDIX S1 LIQUEFACTION EVALUATION

Liquefaction resistance of cohesionless soils

Peak ground acceleration, a_{max} (DSRSC) 0.11448 g

GW depth 0 m

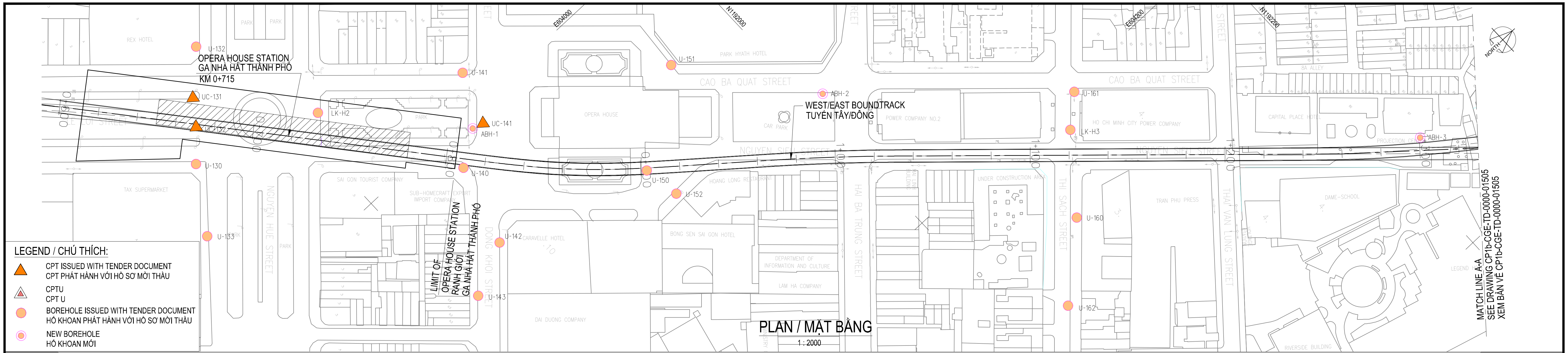
Borehole	Sample	Depth	Total Fines	SPT-N (uncorrected)			Calculated using Japanese Standard - DSRSC											
		m	%		σ_v (kPa)	σ'_v(kPa)	D_{50}	D_r	N_1	F	R	yd	L	FL	Layer Thickness, dz (m)	w	(1-FL)w dz	PL
U-140	SPT1	3	17.80	6	52.0	22.0	0.53	57.2	8.7	0.04	0.267	0.955	0.259	1.032	1.00	8.500	0.000	0.000
U-140	SPT2	4.3	18.60	12	78.6	35.6	0.62	71.8	16.2	0.03	0.477	0.936	0.236	2.018	1.65	7.850	0.000	#N/A
U-140	SPT3	6.3	21.30	12	119.6	56.6	0.45	69.0	14.5	0.03	0.319	0.906	0.219	1.454	1.50	6.850	0.000	#N/A
U-140	SPT4	7.3	31.50	6	140.1	67.1	0.15	52.4	6.9	0.14	0.320	0.891	0.213	1.505	1.00	6.350	0.000	#N/A
U-140	SPT5	8.3	25.40	8	160.6	77.6	0.2	57.3	8.8	0.10	0.305	0.876	0.207	1.470	1.00	5.850	0.000	#N/A
U-140	SPT6	9.3	21.40	8	181.1	88.1	0.25	56.4	8.4	0.07	0.269	0.861	0.202	1.330	1.25	5.350	0.000	#N/A
U-140	SPT7	10.8	18.80	8	211.9	103.9	0.27	55.0	7.9	0.06	0.245	0.838	0.196	1.252	1.00	4.600	0.000	#N/A
U-140	SPT8	11.3	14.40	9	222.1	109.1	0.35	57.1	8.7	0.02	0.221	0.831	0.194	1.144	0.75	4.350	0.000	#N/A
U-140	SPT9	12.3	19.70	11	242.6	119.6	0.26	60.6	10.2	0.06	0.273	0.816	0.189	1.443	1.00	3.850	0.000	#N/A
U-140	SPT10	13.3	19.30	11	263.1	130.1	0.27	59.7	9.8	0.05	0.257	0.801	0.185	1.387	1.00	3.350	0.000	#N/A
U-150	SPT3	5.3	28.60	3	98.6	45.6	0.2	42.2	3.8	0.12	0.260	0.921	0.228	1.140	1.00	7.350	0.000	0.000
U-150	SPT4	6.3	35.30	3	119.1	56.1	0.13	41.4	3.6	0.16	0.293	0.906	0.220	1.331	1.25	6.850	0.000	#N/A
U-150	SPT5	7.8	23.90	5	149.8	71.8	0.25	48.6	5.6	0.08	0.245	0.883	0.211	1.164	1.00	6.100	0.000	#N/A
U-150	SPT6	8.3	20.80	6	160.1	77.1	0.26	51.6	6.6	0.07	0.249	0.876	0.208	1.194	0.75	5.850	0.000	#N/A
U-150	SPT7	9.3	21.40	7	180.6	87.6	0.25	53.7	7.4	0.07	0.257	0.861	0.203	1.266	1.00	5.350	0.000	#N/A
U-150	SPT8	10.3	20.20	5	201.1	98.1	0.26	46.7	5.0	0.06	0.215	0.846	0.198	1.083	1.00	4.850	0.000	#N/A
U-150	SPT9	11.3	22.60	9	221.6	108.6	0.22	57.1	8.7	0.08	0.276	0.831	0.194	1.424	1.50	4.350	0.000	#N/A
U-150	SPT10	13.3	12.60	12	262.6	129.6	0.35	61.7	10.7	0.02	0.238	0.801	0.186	1.281	1.00	3.350	0.000	#N/A
U-152	SPT2	3.725	20.40	5	67.9	30.6	0.8	52.5	6.9	0.04	0.233	0.944	0.240	0.970	1.00	8.138	0.241	7.345
U-152	SPT3	4.725	20.40	4	88.4	41.1	0.8	47.3	5.2	0.03	0.195	0.929	0.229	0.853	1.00	7.638	1.126	#N/A
U-152	SPT4	5.725	20.40	6	108.9	51.6	0.8	53.9	7.4	0.02	0.217	0.914	0.221	0.983	1.00	7.138	0.119	#N/A
U-152	SPT5	6.725	20.40	3	129.4	62.1	0.8	40.9	3.5	0.02	0.149	0.899	0.214	0.694	1.00	6.638	2.029	#N/A
U-152	SPT6	7.725	28.10	2	149.9	72.6	0.15	34.6	2.2	0.13	0.235	0.884	0.209	1.124	1.00	6.138	0.000	#N/A
U-152	SPT7	8.725	23.20	4	170.4	83.1	0.16	44.0	4.3	0.12	0.258	0.869	0.204	1.265	1.00	5.638	0.000	#N/A
U-152	SPT8	9.725	23.20	5	190.9	93.6	0.6	47.0	5.1	0.01	0.162	0.854	0.199	0.813	1.00	5.138	0.963	#N/A
U-152	SPT9	10.725	23.20	6	211.4	104.1	0.6	49.5	5.9	0.00	0.169	0.839	0.195	0.864	1.00	4.638	0.630	#N/A
U-152	SPT10	11.725	23.20	5	231.9	114.6	0.6	45.6	4.7	0.00	0.147	0.824	0.191	0.771	1.00	4.138	0.945	#N/A
U-152	SPT11	12.725	14.00	8	252.4	125.1	0.6	53.4	7.3	-0.01	0.165	0.809	0.187	0.882	1.00	3.638	0.431	#N/A
U-152	SPT12	13.725	14.00	8	272.9	135.6	0.6	52.7	7.0	-0.02	0.158	0.794	0.183	0.863	1.00	3.138	0.430	#N/A
U-152	SPT13	14.725	14.00	9	293.4	146.1	0.6	54.3	7.6	-0.02	0.162	0.779	0.179	0.903	1.00	2.638	0.256	#N/A
U-152	SPT14	15.725	14.00	12	313.9	156.6	0.6	59.6	9.8	-0.02	0.183	0.764	0.175	1.042	1.00	2.138	0.000	#N/A
U-152	SPT15	16.725	15.90	9	334.4	167.1	0.6	53.0	7.1	-0.02	0.153	0.749	0.172	0.893	1.00	1.638	0.176	#N/A
U-160	SPT4	4.225	16.40	2	73.9	31.6	0.08	37.3	2.8	0.20	0.320	0.937	0.251	1.279	1.00	7.888	0.000	13.059
U-160	SPT5	5.225	16.40	2	94.4	42.1	0.4	36.5	2.6	0.04	0.160	0.922	0.236	0.675	1.00	7.388	2.399	#N/A
U-160	SPT6	6.225	16.40	2	114.9	52.6	0.4	35.8	2.5	0.04	0.148	0.907	0.227	0.654	1.00	6.888	2.383	#N/A
U-160	SPT7	7.225	16.40	2	135.4	63.1	0.4	35.2	2.3	0.03	0.139	0.892	0.219	0.633	1.00	6.388	2.346	#N/A
U-160	SPT8	8.225	16.40	2	155.9	73.6	0.4	34.5	2.2	0.03	0.130	0.877	0.212	0.613	1.00	5.888	2.281	#N/A
U-160	SPT9	9.225	11.50	5	176.4	84.1	0.7	47.7	5.3	-0.01	0.151	0.862	0.207	0.730	1.00	5.388	1.453	#N/A
U-160	SPT10	10.225	11.50	4	196.9	94.6	0.7	43.2	4.1	-0.01	0.126	0.847	0.202	0.627	1.00	4.888	1.825	#N/A
U-160	SPT11	11.225	15.20	7	217.4	105.1	0.4	52.3	6.9	0.01	0.190	0.832	0.197	0.967	1.00	4.388	0.146	#N/A
U-160	SPT12	12.225	15.20	8	237.9	115.6	0.4	54.1	7.5	0.01	0.194	0.817	0.192	1.011	1.00	3.888	0.000	#N/A
U-160	SPT13	13.225	15.20	7	258.4	126.1	0.4	50.8	6.3	0.01	0.175	0.802	0.188	0.933	1.00	3.388	0.226	#N/A
U-160	SPT14	14.225	24.10	8	278.9	136.6	0.2	52.6	7.0	0.08	0.256	0.787	0.184	1.391	1.00	2.888	0.000	#N/A
U-160	SPT15	15.225	24.10	8	299.4	147.1	0.2	51.9	6.7	0.08	0.249	0.772	0.180	1.387	1.00	2.388	0.000	#N/A
U-160	SPT16	16.225	24.10	9	319.9	157.6	0.2	53.6	7.3	0.08	0.254	0.757	0.176	1.442	1.00	1.888	0.000	#N/A
U-160	SPT17	17.225	33.00	12	340.4	168.1	0.2	58.8	9.4	0.08	0.283	0.742	0.172	1.646	1.00	1.388	0.000	#N/A
U-160	SPT18	18.225	33.00	14	360.9	178.6	0.2	61.5	10.7	0.08	0.305	0.727	0.168	1.813	1.00	0.887	0.000	#N/A
U-170	SPT4	5.725	13.60	11	105.5	48.2	0.8	67.9	13.9	0.01	0.293	0.914	0.229	1.278	1.00	7.138	0.000	1.204
U-170	SPT5	6.725	13.60	11	126.0	58.7	0.8	66.6	13.2	0.01	0.264	0.899	0.221	1.196	1.00	6.638	0.000	#N/A
U-170	SPT6	7.725	13.60	10	146.5	69.2	0.8	63.1	11.4	0.00	0.233	0.884	0.214	1.087	1.00	6.138	0.000	#N/A
U-170	SPT7	8.725	13.60	6	167.0	79.7	0.8	51.4	6.5	0.00	0.175	0.869	0.208	0.838	1.00	5.638	0.913	#N/A
U-170	SPT8	9.725	13.60	8	187.5	90.2	0.8	56.2	8.3	-0.01	0.192	0.854	0.203	0.943	1.00	5.138	0.291	#N/A
U-170	SPT9	10.725	17.00	13	208.0	100.7	0.35	66.2	13.0	0.03	0.278	0.839	0.198	1.400	1.00	4.638	0.000	#N/A

Borehole	Sample	Depth	Total Fines	SPT-N (uncorrected)	σ_v (kPa)	σ'_v(kPa)	Calculated using Japanese Standard - DSRSC											
		m	%				D_{50}	D_r	N_1	F	R	yd	L	FL	Layer Thickness, dz (m)	w	(1-FL)w dz	PL
U-170	SPT10	11.725	12.70	10	228.5	111.2	0.6	59.2	9.6	-0.01	0.194	0.824	0.194	1.001	1.00	4.138	0.000	#N/A
ABH-1	SPT1	4.225	20.80	8	79.1	36.9	1.243	61.7	10.7	0.03	0.256	0.937	0.230	1.114	1.00	7.888	0.000	0.000
ABH-1	SPT2	6.225	20.80	12	120.1	57.9	1.243	68.9	14.4	0.02	0.303	0.907	0.215	1.409	1.00	6.888	0.000	#N/A
ABH-1	SPT3	10.225	20.50	8	202.1	99.9	0.2	55.4	8.0	0.09	0.278	0.847	0.196	1.418	1.00	4.888	0.000	#N/A
ABH-1	SPT4	12.225	17.10	11	243.1	120.9	0.309	60.5	10.2	0.04	0.253	0.817	0.188	1.345	1.00	3.888	0.000	#N/A
ABH-1	SPT5	14.225	16.40	10	284.1	141.9	0.365	56.8	8.6	0.02	0.208	0.787	0.180	1.151	1.00	2.888	0.000	#N/A
ABH-2	SPT2	5.225	23.10	2	92.3	40.0	1.205	36.7	2.6	0.03	0.151	0.922	0.243	0.619	1.00	7.388	2.814	7.219
ABH-2	SPT3	6.225	16.60	2	112.8	50.5	0.299	36.0	2.5	0.06	0.177	0.907	0.232	0.765	1.00	6.888	1.620	#N/A
ABH-2	SPT4	7.225	16.60	4	133.3	61.0	0.299	45.6	4.7	0.06	0.212	0.892	0.223	0.952	1.00	6.388	0.304	#N/A
ABH-2	SPT5	8.225	16.60	2	153.8	71.5	0.299	34.7	2.3	0.05	0.159	0.877	0.216	0.735	1.00	5.888	1.560	#N/A
ABH-2	SPT6	9.225	16.60	3	174.3	82.0	0.299	39.6	3.2	0.05	0.174	0.862	0.210	0.829	1.00	5.388	0.920	#N/A
ABH-2	SPT7	10.225	16.30	10	194.8	92.5	0.292	60.8	10.3	0.05	0.266	0.847	0.204	1.304	1.00	4.888	0.000	#N/A
ABH-2	SPT8	12.725	16.30	11	246.0	118.8	0.292	60.6	10.2	0.04	0.258	0.809	0.192	1.346	1.00	3.638	0.000	#N/A
ABH-2	SPT9	13.725	16.30	12	266.5	129.3	0.292	61.7	10.7	0.04	0.261	0.794	0.187	1.394	1.00	3.138	0.000	#N/A
ABH-2	SPT10	14.725	16.30	9	287.0	139.8	0.292	54.8	7.8	0.04	0.219	0.779	0.183	1.197	1.00	2.638	0.000	#N/A
ABH-2	SPT11	15.725	17.60	10	307.5	150.3	0.199	56.2	8.3	0.07	0.259	0.764	0.179	1.449	1.00	2.138	0.000	#N/A
ABH-3	SPT1	4.225	27.80	3	75.1	32.9	0.329	43.2	4.1	0.08	0.232	0.937	0.245	0.945	1.00	7.888	0.437	3.313
ABH-3	SPT2	5.225	27.80	2	95.6	43.4	0.329	36.5	2.6	0.07	0.190	0.922	0.233	0.818	1.00	7.388	1.348	#N/A
ABH-3	SPT3	6.225	27.80	4	116.1	53.9	0.329	46.2	4.9	0.07	0.225	0.907	0.224	1.008	1.00	6.888	0.000	#N/A
ABH-3	SPT4	7.225	27.80	5	136.6	64.4	0.329	49.2	5.8	0.06	0.232	0.892	0.217	1.071	1.00	6.388	0.000	#N/A
ABH-3	SPT5	8.225	27.80	8	157.1	74.9	0.329	57.6	8.9	0.06	0.265	0.877	0.211	1.258	1.00	5.888	0.000	#N/A
ABH-3	SPT6	9.725	27.80	4	187.9	90.6	0.329	43.4	4.2	0.05	0.191	0.854	0.203	0.944	1.00	5.138	0.286	#N/A
ABH-3	SPT7	10.725	13.50	6	208.4	101.1	0.431	49.7	6.0	0.01	0.170	0.839	0.198	0.860	1.00	4.638	0.648	#N/A
ABH-3	SPT8	11.725	13.50	8	228.9	111.6	0.431	54.4	7.6	0.00	0.187	0.824	0.193	0.969	1.00	4.138	0.128	#N/A
ABH-3	SPT9	12.725	13.50	7	249.4	122.1	0.431	51.1	6.4	0.00	0.168	0.809	0.189	0.889	1.00	3.638	0.403	#N/A
ABH-3	SPT10	13.725	13.50	10	269.9	132.6	0.431	57.5	8.8	0.00	0.193	0.794	0.185	1.046	1.00	3.138	0.000	#N/A
ABH-3	SPT11	14.725	13.50	9	290.4	143.1	0.431	54.5	7.7	0.00	0.177	0.779	0.181	0.976	1.00	2.638	0.064	#N/A
ABH-4	SPT2	6.225	30.90	2	116.4	54.2	0.3	35.7	2.4	0.08	0.190	0.907	0.223	0.852	1.00	6.888	1.021	3.140
ABH-4	SPT3	8.225	30.90	2	157.4	75.2	0.3	34.5	2.2	0.07	0.172	0.877	0.210	0.820	2.00	5.888	2.119	#N/A
ABH-4	SPT4	10.225	14.70	7	198.4	96.2	0.3	53.0	7.1	0.04	0.223	0.847	0.200	1.115	1.75	4.888	0.000	#N/A
ABH-4	SPT5	11.725	14.70	6	229.2	111.9	0.3	48.9	5.7	0.04	0.198	0.824	0.193	1.024	1.50	4.138	0.000	#N/A
ABH-4	SPT6	13.225	14.70	10	259.9	127.7	0.3	57.8	9.0	0.03	0.232	0.802	0.187	1.243	1.00	3.388	0.000	#N/A
LK-H4	SPT5	10.225	14.70	11	188.2	85.9	0.3	63.6	11.7	0.05	0.278	0.847	0.212	1.310	1.00	4.888	0.000	0.000
LK-H4	SPT6	12.225	14.70	12	229.2	106.9	0.3	63.7	11.7	0.04	0.272	0.817	0.200	1.356	2.00	3.888	0.000	#N/A
LK-H4	SPT7	14.225	14.70	9	270.2	127.9	0.3	55.6	8.1	0.03	0.222	0.787	0.190	1.167	2.00	2.888	0.000	#N/A
LK-H4	SPT8	16.225	14.70	15	311.2	148.9	0.3	65.4	12.5	0.03	0.271	0.757	0.181	1.498	1.00	1.888	0.000	#N/A
U-175	SPT2	5.725	19.90	10	104.1	46.8	0.5	65.7	12.7	0.023	0.278	0.914	0.233	1.1935	1.00	7.1375	0.0000	0.141
U-175	SPT3	6.725	19.90	8	124.6	57.3	0.5	59.3	9.6	0.018	0.239	0.899	0.224	1.0666	1.00	6.6375	0.0000	#N/A
U-175	SPT4	7.725	19.90	7	145.1	67.8	0.5	55.4	8.0	0.013	0.212	0.884	0.217	0.9771	1.00	6.1375	0.1406	#N/A
U-175	SPT5	8.725	28.70	7	165.6	78.3	0.3	54.5	7.7	0.066	0.257	0.869	0.210	1.2230	1.25	5.6375	0.0000	#N/A
U-175	SPT6	10.225	28.70	6	196.3	94.1	0.3	50.2	6.1	0.060	0.229	0.847	0.202	1.1328	1.25	4.8875	0.0000	#N/A
U-175	SPT7	11.225	22.70	8	216.8	104.6	0.3	55.0	7.9	0.051	0.240	0.832	0.197	1.2154	1.00	4.3875	0.0000	#N/A
U-175	SPT8	12.225	22.70	9	237.3	115.1	0.3	56.6	8.5	0.048	0.243	0.817	0.193	1.2599	1.00	3.8875	0.0000	#N/A
U-175	SPT9	13.225	22.70	7	257.8	125.6	0.3	50.8	6.4	0.046	0.213	0.802	0.188	1.1295	1.00	3.3875	0.0000	#N/A
U-175	SPT10	14.225	19.70	6	278.3	136.1	0.3	47.4	5.2	0.040	0.190	0.787	0.184	1.0335	1.00	2.8875	0.0000	#N/A
U-175	SPT11	15.225	19.70	8	298.8	146.6	0.2	52.0	6.7	0.075	0.244	0.772	0.180	1.3563	1.00	2.3875	0.0000	#N/A
U-175	SPT12	16.225	17.00	9	319.3	157.1	0.2	53.6	7.3	0.069	0.244	0.757	0.176	1.3881	1.00	1.8875	0.0000	#N/A
U-175	SPT13	17.225	17.00	10	339.8	167.6	0.2	55.0	7.9	0.067	0.248	0.742	0.172	1.4403	1.00	1.3875	0.0000	#N/A
U-176	SPT3	4.225	22.70	2	67.2	25.0	0.5	37.8	2.9	0.045	0.172	0.937	0.289	0.598	1.00	7.888	3.172	7.229
U-176	SPT4	5.225	22.70	2	87.4	35.1	0.5	37.0	2.7	0.035	0.157	0.922	0.263	0.596	1.00	7.388	2.981	#N/A
U-176	SPT5	6.225	19.70	5	107.9	45.6	0.5	50.9	6.4	0.024	0.207	0.907	0.245	0.844	1.00	6.888	1.075	#N/A
U-176	SPT6	7.225	17.00	12	128.4	56.1	0.5	69.1	14.6	0.014	0.304	0.892	0.234	1.303	1.25	6.388	0.000	#N/A
U-176	SPT7	8.725	17.00	12	159.1	71.9	0.3	67.2	13.5	0.054	0.313	0.869	0.220	1.419	1.25	5.638	0.000	#N/A
U-176	SPT8	9.725	17.00	13	179.6	82.4	0.3	68.1	14.0	0.050	0.313	0.854	0.213	1.469	1.00	5.138	0.000	#N/A
U-176	SPT9	10.725	17.00	12	200.1	92.9	0.3	65.0	12.4	0.047	0.287	0.839	0.207	1.388	1.00	4.638	0.000	#N/A
U-176	SPT10	11.725	17.00	10	220.6	103.4	0.3	59.8	9.9	0.044	0.256	0.824	0.201	1.269	1.00	4.138	0.000	#N/A
U-176	SPT11	12.725	17.00	11	241.1	113.9	0.3	61.1	10.4	0.041	0.260	0.809	0.196	1.326	1.00	3.638	0.000	#N/A

Borehole	Sample	Depth	Total Fines	SPT-N (uncorrected)	σ_v (kPa)	σ'_v(kPa)	Calculated using Japanese Standard - DSRSC											
		m	%				D_{50}	D_r	N_1	F	R	yd	L	FL	Layer Thickness, dz (m)	w	(1-FL)w dz	PL
U-176	SPT12	13.725	17.00	12	261.6	124.4	0.3	62.1	10.9	0.038	0.263	0.794	0.191	1.376	1.00	3.138	0.000	#N/A
U-176	SPT13	14.725	17.00	13	282.1	134.9	0.2	63.1	11.4	0.073	0.303	0.779	0.187	1.623	1.00	2.638	0.000	#N/A
U-176	SPT14	15.725	17.00	13	302.6	145.4	0.2	62.3	11.0	0.071	0.296	0.764	0.182	1.628	1.00	2.138	0.000	#N/A
U-176	SPT15	16.725	17.00	12	323.1	155.9	0.2	59.7	9.8	0.069	0.272	0.749	0.178	1.532	1.00	1.638	0.000	#N/A
U-176	SPT16	17.725	17.00	11	343.6	166.4	0.2	57.1	8.7	0.067	0.257	0.734	0.174	1.483	1.00	1.138	0.000	#N/A
U-176	SPT17	18.725	17.00	12	364.1	176.9	0.2	58.2	9.2	0.065	0.260	0.719	0.169	1.534	1.00	0.637	0.000	#N/A
U-177	SPT4	4.725	28.40	11	87.5	40.2	0.5	68.9	14.5	0.037	0.351	0.929	0.231	1.519	1.00	7.638	0.000	4.668
U-177	SPT5	5.725	28.40	3	108.0	50.7	0.5	41.8	3.7	0.031	0.170	0.914	0.223	0.762	1.00	7.138	1.702	#N/A
U-177	SPT6	6.725	28.40	3	128.5	61.2	0.5	41.0	3.6	0.025	0.159	0.899	0.216	0.734	1.00	6.638	1.762	#N/A
U-177	SPT7	7.725	28.40	4	149.0	71.7	0.5	44.8	4.5	0.021	0.169	0.884	0.210	0.804	1.00	6.138	1.204	#N/A
U-177	SPT8	8.725	28.40	5	169.5	82.2	0.3	47.8	5.4	0.064	0.224	0.869	0.205	1.091	1.00	5.638	0.000	#N/A
U-177	SPT9	9.725	28.40	6	190.0	92.7	0.3	50.3	6.2	0.061	0.230	0.854	0.200	1.148	1.00	5.138	0.000	#N/A
U-177	SPT10	10.725	28.40	7	210.5	103.2	0.3	52.4	6.9	0.058	0.235	0.839	0.196	1.199	1.00	4.638	0.000	#N/A
U-177	SPT11	11.725	28.40	8	231.0	113.7	0.3	54.3	7.6	0.055	0.239	0.824	0.192	1.247	1.00	4.138	0.000	#N/A
U-177	SPT12	12.725	28.40	8	251.5	124.2	0.3	53.5	7.3	0.052	0.231	0.809	0.188	1.234	1.00	3.638	0.000	#N/A
U-177	SPT13	13.725	28.40	9	272.0	134.7	0.3	55.1	7.9	0.050	0.235	0.794	0.184	1.280	1.00	3.138	0.000	#N/A
U-177	SPT14	14.725	28.40	9	292.5	145.2	0.2	54.4	7.6	0.085	0.265	0.779	0.180	1.477	1.00	2.638	0.000	#N/A
U-177	SPT15	15.725	28.40	10	313.0	155.7	0.2	55.8	8.2	0.083	0.269	0.764	0.176	1.528	1.00	2.138	0.000	#N/A
U-177	SPT16	16.725	28.40	12	333.5	166.2	0.2	59.0	9.5	0.081	0.280	0.749	0.172	1.627	1.00	1.638	0.000	#N/A
U-177	SPT17	17.725	28.40	14	354.0	176.7	0.2	61.7	10.7	0.079	0.302	0.734	0.168	1.792	1.00	1.138	0.000	#N/A
U-177	SPT18	18.725	28.40	12	374.5	187.2	0.2	57.6	8.9	0.078	0.268	0.719	0.165	1.629	1.00	0.637	0.000	#N/A
U-177	SPT19	19.725	28.40	10	395.0	197.7	0.2	53.2	7.2	0.076	0.247	0.704	0.161	1.532	1.00	0.137	0.000	#N/A
U-177	SPT20	20.725	28.40	10	415.5	208.2	0.2	52.6	7.0	0.075	0.242	0.689	0.157	1.537	1.00	0.000	0.000	#N/A
U-177	SPT21	21.725	28.40	11	436.0	218.7	0.2	53.9	7.5	0.073	0.246	0.674	0.154	1.596	1.00	0.000	0.000	#N/A
U-177	SPT22	22.725	28.40	13	456.5	229.2	0.2	56.8	8.6	0.072	0.256	0.659	0.150	1.703	1.00	0.000	0.000	#N/A
U-177	SPT23	23.725	28.40	14	477.0	239.7	0.2	57.8	9.0	0.071	0.258	0.644	0.147	1.760	1.00	0.000	0.000	#N/A
U-177	SPT24	24.725	28.40	13	497.5	250.2	0.2	55.7	8.1	0.070	0.247	0.629	0.143	1.727	1.00	0.000	0.000	#N/A
U-180	SPT6	11.725	16.50	7	213.4	96.1	0.5	53.0	7.1	-0.002	0.179	0.824	0.209	0.8545	1.00	4.138	0.602	4.490
U-180	SPT7	12.725	16.50	3	233.86	106.6	0.5	38.1	2.9	-0.005	0.110	0.809	0.203	0.5411	1.00	3.638	1.669	#N/A
U-180	SPT8	13.725	16.50	4	254.4	117.1	0.5	41.8	3.7	-0.008	0.121	0.794	0.197	0.6143	1.00	3.138	1.210	#N/A
U-180	SPT9	14.725	16.50	5	274.9	127.6	0.5	44.8	4.5	-0.010	0.130	0.779	0.192	0.6778	1.00	2.638	0.850	#N/A
U-180	SPT10	15.725	18.30	6	295.4	138.1	0.35	47.2	5.2	0.023	0.173	0.764	0.187	0.9257	1.00	2.138	0.159	#N/A
U-180	SPT11	16.725	18.30	8	315.9	148.6	0.35	51.8	6.7	0.021	0.190	0.749	0.182	1.043	1.00	1.638	0.000	#N/A
U-180	SPT12	17.725	18.30	9	336.4	159.1	0.35	53.5	7.3	0.019	0.194	0.734	0.178	1.093	1.00	1.138	0.000	#N/A
U-180	SPT13	18.725	22.70	8	356.9	169.6	0.15	50.6	6.3	0.101	0.262	0.719	0.173	1.512	1.00	0.637	0.000	#N/A
U-180	SPT14	19.725	22.70	11	377.4	180.1	0.15	56.2	8.3	0.099	0.284	0.704	0.169	1.681	1.50	0.137	0.000	#N/A
U-181	SPT10	10.725	13.60	9	191.5	84.3	1.5	59.2	9.6	-0.003	0.210	0.839	0.218	0.960	1.00	4.638	0.186	4.755
U-181	SPT11	11.725	13.60	7	212.0	94.8	1.5	53.1	7.1	-0.007	0.175	0.824	0.211	0.829	1.00	4.138	0.707	#N/A
U-181	SPT12	12.725	13.60	4	232.5	105.3	1.5	42.5	3.9	-0.010	0.123	0.809	0.205	0.604	1.00	3.638	1.442	#N/A
U-181	SPT13	13.725	13.60	5	253.0	115.8	1.5	45.5	4.7	-0.012	0.132	0.794	0.199	0.666	1.00	3.138	1.049	#N/A
U-181	SPT14	14.725	19.70	2	273.5	126.3	0.4	31.9	1.8	0.016	0.105	0.779	0.193	0.542	1.00	2.638	1.207	#N/A
U-181	SPT15	15.725	19.70	7	294.0	136.8	0.4	50.1	6.1	0.013	0.176	0.764	0.188	0.935	1.00	2.138	0.140	#N/A
U-181	SPT16	16.725	19.70	8	314.5	147.3	0.4	51.9	6.7	0.011	0.181	0.749	0.183	0.986	1.00	1.638	0.023	#N/A
U-181	SPT17	17.725	25.70	7	335.0	157.8	0.2	48.8	5.7	0.080	0.234	0.734	0.178	1.314	1.00	1.138	0.000	#N/A
U-181	SPT18	18.725	25.70	10	355.5	168.3	0.2	55.0	7.9	0.078	0.259	0.719	0.174	1.487	1.00	0.637	0.000	#N/A
U-181	SPT19	19.725	25.70	12	376.0	178.8	0.2	58.1	9.1	0.076	0.270	0.704	0.170	1.593	1.00	0.137	0.000	#N/A
U-182	SPT4	4.725	36.00	4	87.1	39.8	0.12	47.4	5.3	0.175	0.343	0.929	0.233	1.474	1.00	7.638	0.000	0.255
U-182	SPT5	5.725	36.00	5	107.6	50.3	0.12	50.5	6.2	0.168	0.348	0.914	0.224	1.554	1.00	7.138	0.000	#N/A
U-182	SPT6	6.725	19.00	7	128.1	60.8	0.2	56.1	8.3	0.099	0.303	0.899	0.217	1.396	1.00	6.638	0.000	#N/A
U-182	SPT7	7.725	19.00	6	148.6	71.3	0.2	52.1	6.8	0.094	0.276	0.884	0.211	1.308	1.00	6.138	0.000	#N/A
U-182	SPT8	8.725	19.00	8	169.1	81.8	0.2	56.9	8.6	0.090	0.293	0.869	0.206	1.424	1.00	5.638	0.000	#N/A
U-182	SPT9	9.725	19.00	11	189.6	92.3	0.2	63.0	11.3	0.087	0.316	0.854	0.201	1.575	1.00	5.138	0.000	#N/A
U-182	SPT10	10.725	32.60	2	210.1	102.8	0.12	33.0	2.0	0.145	0.240	0.839	0.196	1.222	1.00	4.638	0.000	#N/A
U-182	SPT11	11.725	32.60	4	230.6	113.3	0.3	42.0	3.8	0.059	0.189	0.824	0.192	0.984	1.00	4.138	0.064	#N/A
U-182	SPT12	12.725	15.60	5	251.1	123.8	0.3	45.0	4.6	0.036	0.178	0.809	0.188	0.947	1.00	3.638	0.191	#N/A
U-182	SPT13	13.725	15.60	9	271.6	134.3	0.3	55.1	7.9	0.034	0.219	0.794	0.184	1.192	1.00	3.138	0.000	#N/A
U-182	SPT14	14.725	15.60	12	292.1	144.8	0.3	60.5	10.2	0.032	0.248	0.779	0.180	1.380	1.00	2.638	0.000	#N/A

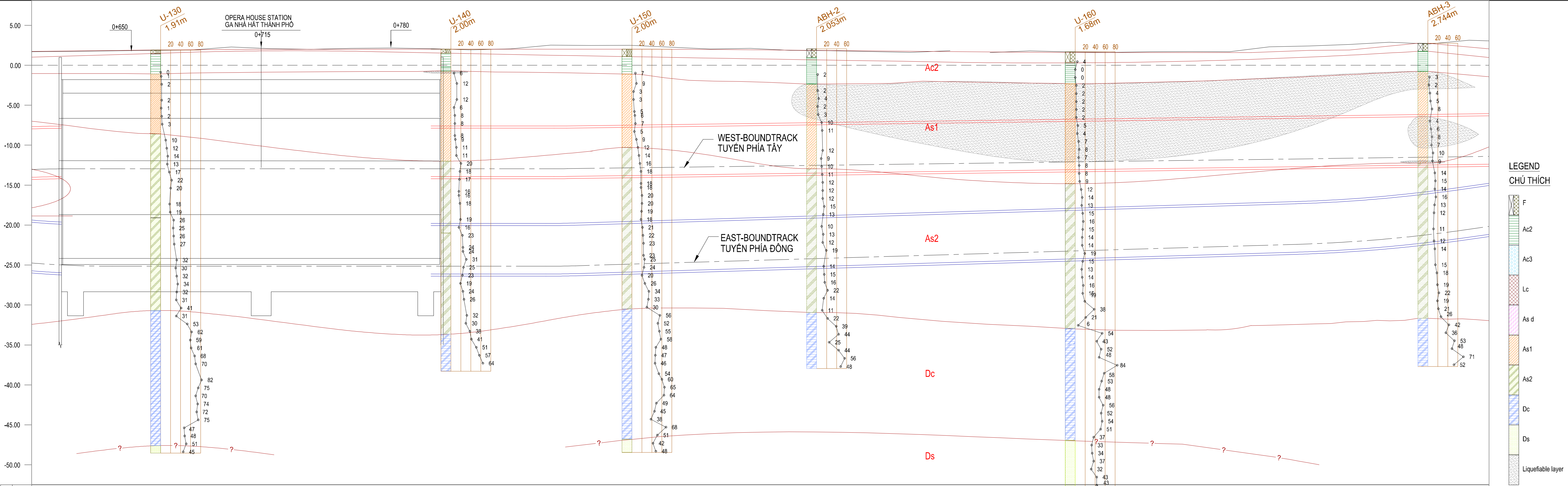
Borehole	Sample	Depth	Total Fines	SPT-N (uncorrected)	σ_v (kPa)	σ'_v(kPa)	Calculated using Japanese Standard - DSRSC											
		m	%				D_{50}	D_r	N_1	F	R	yd	L	FL	Layer Thickness, dz (m)	w	(1-FL)w dz	PL
U-182	SPT15	15.725	25.10	12	312.6	155.3	0.3	59.7	9.8	0.043	0.246	0.764	0.176	1.399	1.00	2.138	0.000	#N/A
U-182	SPT16	16.725	25.10	11	333.1	165.8	0.2	57.1	8.7	0.078	0.268	0.749	0.172	1.558	1.00	1.638	0.000	#N/A
U-182	SPT17	17.725	28.90	13	353.6	176.3	0.2	60.0	10.0	0.080	0.294	0.734	0.169	1.744	1.00	1.138	0.000	#N/A
U-182	SPT18	18.725	28.90	12	374.1	186.8	0.2	57.6	8.9	0.078	0.269	0.719	0.165	1.631	1.00	0.637	0.000	#N/A
U-182	SPT19	19.725	28.90	12	394.6	197.3	0.13	57.0	8.6	0.116	0.303	0.704	0.161	1.879	1.00	0.137	0.000	#N/A

PROJECT TITLE:- **Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project** **Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1)**	ORIGINATOR:- AECOM SKETCH / FIG No.:-
SKETCH / FIG TITLE:- Liquefaction Resistance of Cohesionless Soils	REPORT No.:- DATE:- Feb-16



PLAN / MẶT BẰNG

1 : 2000



RL WBT	RL EBT	EGL	CH
-13.05	-24.74	1.69	0+600
-12.99	-24.87		
-12.96	-25.05	1.74	
-12.95	-25.15	1.78	
-12.95	-25.15	1.87	
-12.95	-25.15	1.90	
-12.95	-25.15	2.29	0+700
-12.95	-25.15	2.07	
-12.95	-25.15	1.99	
-12.95	-25.15	2.12	
-12.95	-25.15	2.16	
-12.95	-25.15	2.06	0+800
-12.95	-25.15	2.06	0+805
-12.95	-25.15	1.93	
-12.95	-25.15	2.06	
-12.95	-25.15	2.51	
-12.95	-15.14		
-12.90	-25.04	2.46	
-12.83	-24.89	2.49	0+900
-12.77	-24.74	2.26	
-12.70	-24.59	2.02	
-12.63	-24.44	2.12	
-12.57	-24.29	1.85	
-12.50	-24.15	1.83	1+000
-12.44	-24.00	1.71	
-12.37	-23.85	1.59	
-12.30	-23.70	1.83	
-12.24	-23.55	1.59	
-12.17	-23.40	1.80	1+100
-12.10	-23.25	1.66	
-12.04	-23.10	1.61	
-11.97	-22.96	1.68	
-11.90	-22.81	1.70	
-11.84	-22.66	1.68	1+200
-11.77	-22.51	2.31	
-11.71	-22.35	2.40	
-11.64	-22.10	2.59	
-11.59	-21.82	2.88	
-11.57	-21.71		
-11.51	-21.18	2.65	1+300
-11.44	-20.53	3.14	

VERTICAL SCALE:1/2000
TỈ LỆ ĐỨNG
HORIZONTAL SCALE:1/8000
TỈ LỆ NGANG

LEGEND / CHÚ THÍCH:

RL = RAIL LEVEL / CAO ĐỘ RAY
WBT = WEST-BOUNDTRACK / TUYẾN PHÍA TÂY
EBT = EAST-BOUNDTRACK / TUYẾN PHÍA ĐÔNG
EGL = EXISTING GROUND LEVEL / CAO ĐỘ MẶT ĐẤT HIỆN HỮU
CH = CHAINAGE / LÝ TRÌNH

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

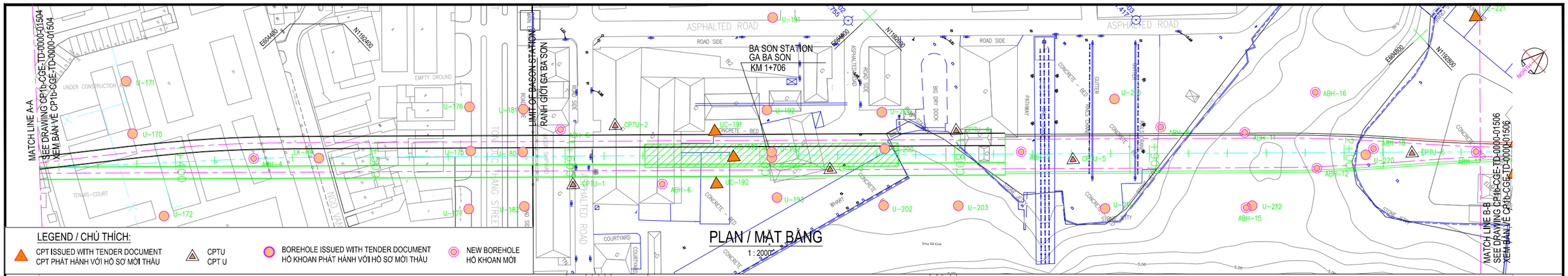
PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	ANDREW KOAY	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	LONG WENJIU	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	K. UDAYASURIAN	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KAORU.YAMANE	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 13/06/2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT / DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

TITLE / TÊN BẢN VẼ:
BOREHOLE PLAN AND
GEOLOGICAL PROFILE - LIQUEFIABLE LAYERS AT BORED TUNNEL AREA (SHEET 1)
MẶT BẰNG HỐ KHOAN VÀ
HỒ SƠ ĐỊA CHẤT - LỚP ĐẤT HÓA LỎNG TẠI KHU VỰC HẦM KHOAN (TỜ 1)

DRAWING NO / BẢN VẼ SỐ: CP1b-CGE-TD-0000-01504
REV.: -

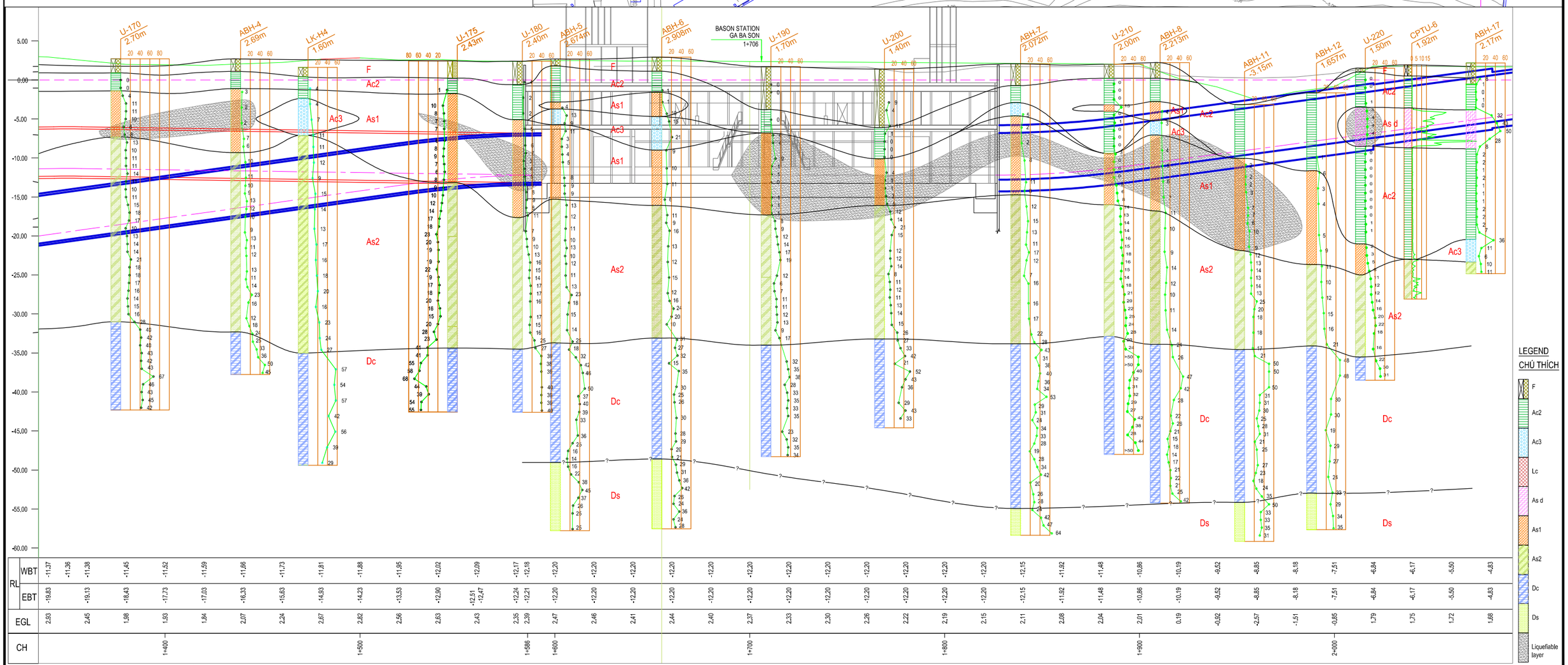


PLAN / MẶT BẰNG

1 : 2000

LEGEND / CHÚ THÍCH:

- CPT ISSUED WITH TENDER DOCUMENT / CPT PHÁT HÀNH VỚI HỒ SƠ MỜI THẦU
- CPTU / CPT U
- BOREHOLE ISSUED WITH TENDER DOCUMENT / HỐ KHOAN PHÁT HÀNH VỚI HỒ SƠ MỜI THẦU
- NEW BOREHOLE / HỐ KHOAN MỚI



VERTICAL SCALE:1/2000
TỈ LỆ ĐỨNG
HORIZONTAL SCALE:1/8000
TỈ LỆ NGANG

LEGEND / CHÚ THÍCH:

RL = RAIL LEVEL / CAO ĐỘ RAY
WBT = WEST-BOUNDTRACK / TUYẾN PHÍA TÂY
EBT = EAST-BOUNDTRACK / TUYẾN PHÍA ĐÔNG
EGL = EXISTING GROUND LEVEL / CAO ĐỘ MẶT ĐẤT HIỆN HỮU
CH = CHAINAGE / LÝ TRÌNH

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION

SUB DESIGN CONTRACTOR / NHÀ THẦU PHỤ THIẾT KẾ
AECOM Singapore Pte. Ltd.

	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN		
DESIGNER NGƯỜI THIẾT KẾ	ANDREW KOAY	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	LONG WENJIU	
TEAM LEADER CHỦ TRÌ THIẾT KẾ	K. UDAYASURIAN	
DESIGN MANAGER CHỦ NHIỆM THIẾT KẾ	KAORU.YAMANE	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

SCALE / TỶ LỆ: AS SHOWN
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A3
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 13/06/2015
STAGE / GIAI ĐOẠN: TECHNICAL DESIGN DRAWING
THIẾT KẾ KỸ THUẬT

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

TITLE TÊN BẢN VẼ: BOREHOLE PLAN AND
GEOLOGICAL PROFILE - LIQUEFIABLE LAYERS AT BORED TUNNEL AREA (SHEET 2)
MẶT BẰNG HỐ KHOAN VÀ
HỒ SƠ ĐỊA CHẤT - LỚP ĐẤT HÓA LỎNG TẠI KHU VỰC HẦM KHOAN (TỜ 2)

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CGE-TD-0000-01505
REV.: -

Liquefaction checking sample calculation

General points

- F_L , the liquefaction resistance can be treated as the FOS against liquefaction <u>for a particular layer</u>
  - Layers with $F_L < 1$ are liquefiable and vice versa

- P_L , the liquefaction index measures the impact of liquefaction <u>for a particular site</u>
  - This takes into account the thickness as well as the F_L of the liquefiable layers.

Project: HCM CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT, BEN THANH - SUOI TIEN SECTION

Appendix: 3
Sheet: 25

Borehole : U-152 Scale : 1/200
Coordinates: X=1191921.3; Y=604101.3
Elevation: 2.00 m
Drilling machine: XJ-100

Drilling date: 17/5/2008-22/5/2008
Driller: HOANG NGHIA TAN
Supervisor: LE XUAN VU
Drilling method: Rotary with bentonite

S.D.K.H.D: 4113022026 - C.T.C.P
XÍ NGHIỆP TƯ VẤN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH
CÔNG TY CỔ PHẦN TƯ VẤN THIẾT KẾ GIAO THÔNG VẬN TẢI PHÍA NAM
QUẬN 1 TP. HỒ CHÍ MINH

Depth (m)	Layer name	Elevation (m)	Layer depth(m)	Layer thickness(m)	PROFILE	Symbol and depth of sample	DESCRIPTIONS	No of blow for each 15cm: 15 cm	15 cm	15 cm	N	SPT diagram (10 20 30 40 >50)	Symbol and depth of SPT
	F			1.4			FILL						
2.0	1	0.60	1.4	1.6		UD1 2.00 - 2.50	Fat CLAY (CH), dark grey, very soft	1	1	1	2		SPT1 2.50 - 2.95
4.0	3a	-1.00	▼3.0	10.5			Clayey SAND, light grey, loose	2	2	3	5		SPT2 3.50 - 3.95
							Silty clayey SAND (SC-SM), yellow grey, loose	1	2	2	4		SPT3 4.50 - 4.95
6.0							Clayey SAND, yellow grey, light green grey, loose	2	3	3	6		SPT4 5.50 - 5.95
								1	1	2	3		SPT5 6.50 - 6.95
8.0							Silty clayey sand (SC-SM), yellow grey, loose	1	1	1	2		SPT6 7.50 - 7.95
								1	2	2	4		SPT7 8.50 - 8.95
10.0							Clayey SAND, yellow grey mottled light grey, green grey, loose	2	2	3	5		SPT8 9.50 - 9.95
12.0						UD2 11.00 - 11.50	Silty clayey SAND (SC-SM), yellow brown mottled light grey, green grey, loose	2	2	4	6		SPT9 10.50 - 10.95
							Silty clayey SAND, yellow brown, loose	2	2	3	5		SPT10 11.50 - 11.95
14.0		-11.50	13.5				Silty SAND (SM), yellow, loose	3	3	5	8		SPT11 12.50 - 12.95
								3	4	4	8		SPT12 13.50 - 13.95
16.0							Silty SAND, coarse grained, yellow, medium dense	4	4	5	9		SPT13 14.50 - 14.95
								4	5	7	12		SPT14 15.50 - 15.95
18.0							Silty SAND (SM), fine-medium grained, pink, loose	3	4	5	9		SPT15 16.50 - 16.95
							SAND, fine grained, yellow, pink, medium dense	5	7	7	14		SPT16 17.50 - 17.95
20.0							SAND, coarse grained with gravel, brown yellow, medium dense	5	6	10	16		SPT17 18.50 - 18.95
							Clayey SAND (SC), with some gravel, pink, medium dense	4	6	9	15		SPT18 19.50 - 19.95
													SPT19

STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

Example used

Liquefiable layer:

Loose sand layer (low SPT's) with low % fines less than 20m depth

Example F_L calculation: U-152, SPT3

<u>Input data</u>

Depth = 4.725m below ground level

uncorrected SPT-N= 4

% fines (silt and clay portion) = 20.4%

D_{50} (50% percentile particle size) = 0.8mm

Total stress at 4.725m, σ_v = 88.4kPa

Eff stress at 4.725m, σ'_v = 41.1kPa

Example F_L calculation: U-152, SPT3

F_L = R/L (DSRSC Eqn. 7.2.2)

Whereby F_L : Liquefaction Resistance

R : Liquefied Strength Ratio

L : Earthquake-time Shear Stress Ratio

$L = (1.0 - 0.015z) \times \frac{a_{max}}{g} \times \frac{\sigma_v}{\sigma_v'}$ *(DSRSC Eqn 7.2.6)*

Peak ground acceleration, $a_{max} = \mathrm{a_g} \times S = 0.0848 \times 1.35 = 0.1145g$ *(from TCVN 9386:2012)*

$\mathrm{a_g}$ is the peak ground acceleration on Type A (rock) which is equal to 0.0848g for Ho Chi Minh City

S is the soil factor which is equal to 1.35 for Type D soil. In TCVN 9386:2012, Type D soil is defined as deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil. This matches the soil profile for the site.

Hence, earthquake shear stress ratio $L = (1.0 - 0.015 \times 4.725) \times 0.1145 \times \frac{88.4kPa}{41.1kPa} = 0.229$

Example F_L calculation: U-152, SPT3

<u>To calculate liquefied strength ratio, R:</u>

Relative density, $D_r = 36\left(\frac{N}{\frac{\sigma'v}{100}+1.5}\right)^{0.37} = 36\left(\frac{4}{\frac{41.1}{100}+1.5}\right)^{0.37}$ =47.3 *(DSRSC-SD Eqn. 7.2.9)*

Corrected SPT-N, $N_1 = 2.5\left(\frac{N}{\frac{\sigma'v}{100}+1.5}\right) = 2.5\left(\frac{4}{\frac{41.1}{100}+1.5}\right) = 5.2$ *(DSRSC-SD Eqn. 7.2.10)*

Correction made to fine fraction and particle size, f (D_{50}, F_c, σ'_v) is given by the equation:

$$f(D_{50}, F_c, \sigma'_v) = \begin{cases} 0.0027F_c + 0.065 & D_{50} < 0.075\text{ mm}, F_c > 50\% \\ 0.21\cdot\log_{10}\left(\frac{0.20}{D_{50}}\right) + 0.065\cdot\log_{10}(F_c+1) - 0.065\cdot\log_{10}\frac{\sigma'_v}{100} & 0.075\text{ mm} \le D_{50} \le 0.5\text{ mm} \\ -0.084 + 0.065\cdot\log_{10}(F_c+1) - 0.065\cdot\log_{10}\frac{\sigma'_v}{100} & D_{50} > 0.5\text{ mm} \end{cases}$$

(DSRSC-SD Eqn. 7.2.11)

For D_{50}=0.8mm, F_c =20.4

f (D_{50}, F_c, σ'_v) = $-0.084 + 0.065 \times \log_{10}(20.4+1) - 0.065 \times \log_{10}\left(\frac{41.1}{100}\right) = 0.028$

Note: all equations are from DSRSC-SD

Example F_L calculation: U-152, SPT3

Liquefaction resistance, R can be calculated as below:

$$R = f_R \times \begin{cases} a\{N_1^{0.5} + (bN_1)^c\} + h(N_1, \sigma'_v) + f(D_{50}, F_c, \sigma'_v) & D_r \geq 60\% \\ 0.0882\sqrt{\dfrac{N}{\sigma'_v/100 + 0.7}} + f(D_{50}, F_c, \sigma'_v) & D_r < 60\% \end{cases}$$

$$h(N_1, \sigma'_v) = 9.8 \times 10^{-8}\left\{\frac{0.68(\sigma'_v/100 + 1.5)}{(\sigma'_v/100 + 0.7)} N_1 - 9.9433\right\}^{5.1}$$

f_R = Ground Resistance Coefficient, taking into consideration of uncertainty in calculation of Liquefied Strength, taken as 1 (recommended by DSRSC-SD)

D_r = 47.3,

R = $1 \times 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\frac{\sigma'v}{100}+0.7}} + f(D_{50}, F_c, \sigma'_v) = 0.0882\sqrt{\frac{4}{\frac{41.1}{100}+0.7}} + 0.028 = 0.195$

Note: all equations are from DSRSC-SD

Example F_L calculation: U-152, SPT3

Liquefaction Resistance, $F_L = R/L = 0.195/0.229 = 0.85$

$F_L < 1$, hence layer at U-152, SPT3 is liquefiable

Example P_L calculation: U-152

Liquefaction index, $P_L = \int_0^H (1 - F_L) w \, dz$ (DSRSC-SD Eqn. 7.2.3)

F_L : Liquefaction Resistance calculated by Equation 7.2.2. For soil layer of which F_L : > 1, and soil layer which liquefaction is not able to be determined, it shall be taken as $F_L = 1$.

w : Weighing function in Liquefaction Resistance depth direction

w = 10 - 0.5z

z : depth away from the ground surface (m)

H : Thickness of the surface layer in consideration of liquefaction. Take H to be $\leq$ 20 m.

When calculating liquefaction index using equation 7.2.3, if $P_L > 5$, then the liquefied ground and its impact shall be taken into consideration, as such the response values of the buildings shall be measured.

Example F_L calculation: U-152

- Sample P_L calculation at U-152 are shown below:

Sample no	Depth (m)	Thickness of liquefiable layer, dz (m)	F_L	w	$(1-F_L)w\ dz$
SPT2	3.725	1	0.970	8.138	0.241
SPT3	4.725	1	0.853	7.638	1.126
SPT4	5.725	1	0.983	7.138	0.119
SPT5	6.725	1	0.694	6.638	2.029
SPT8	9.725	1	0.813	5.138	0.963
SPT9	10.725	1	0.864	4.638	0.630
SPT10	11.725	1	0.771	4.138	0.945
SPT11	12.725	1	0.882	3.638	0.431
SPT12	13.725	1	0.863	3.138	0.430
SPT13	14.725	1	0.903	2.638	0.256
SPT15	16.725	1	0.893	1.638	0.176
Sum of $(1-F_L)w\ dz$ = Liquefaction index, P_L					7.345

Note: Only liquefiable layers ($F_L < 1$) above 20m depth are relevant in the P_L calculation

Appendix I1: D_{50} and fines content for U-152

D_{50} and % fines are based on particle size analysis test results as shown on the right.

% fines is defined as the % passing 0.075mm sieve (% mass with grain size < 0.075mm)

If no samples are available for the particular SPT then the worst case (higher D_{50} or lower % fines) among the nearest tests is used.

GEOTECHNICAL CONSULTANT - TEDISOUTH
GEO - LABORATORY

Appendix: 6
Sheet: 142

XD
LAS57

PARTICLE SIZE ANALYSIS

(According to ASTM D422 - 95)

Project: HCM CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT, BEN THANH - SUOI TIEN SECTION
Borehole No: U-152 Lab. No: 523
Sample depth: 4.5 - 4.95 m Date : 2/06/2008

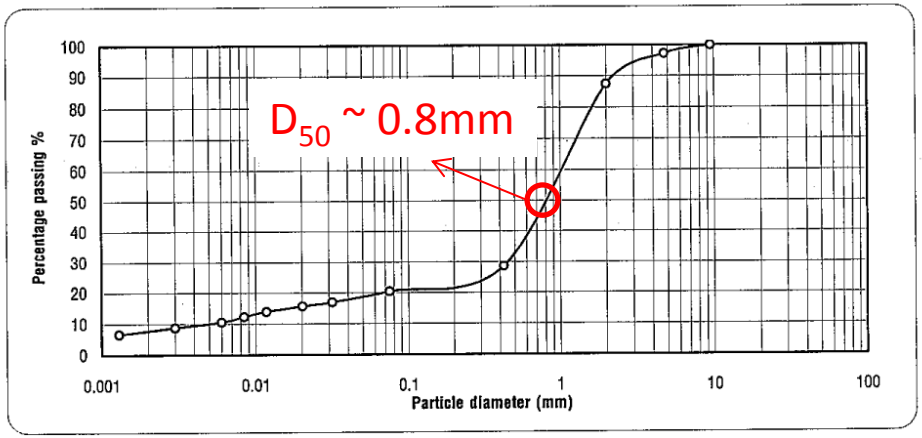
% fines =20.4%

Sieve analysis Mass of soil (g) : 100.0

Grain size (mm)	50	37.5	25	19	9.5	4.75	2	0.425	0.075
Total passing (%)					100.0	97.2	87.4	28.6	20.4

Hydrometer analysis Mass of soil (g) : 100.0 Specific gravity: 2.69

Temperature t °C	Temperature correction	Elapsed time (minute)	2	5	15	30	60	250	1440	Mass of soil passing 0,075mm (g)
27.5	2.6	Hydrometer reading	16.0	14.5	12.5	10.5	8.5	6.5	4.0	20.4
		Actual hydrometer reading	19.56	18.07	16.09	14.10	12.12	10.14	7.66	
		Effective depth (cm)	12.86	13.08	13.37	13.65	13.94	14.23	14.59	
		Grain size (mm)	0.0315	0.0201	0.0117	0.0084	0.0060	0.0030	0.0013	
		Total passing (%)	17.0	15.7	13.9	12.2	10.5	8.8	6.6	



0.001 0.005 0.074 2.00 4.75

Grain size							
> 4.75mm	2.8	%	Maximum diameter		9.5	mm
4.75 - 2.00mm	9.8	%	60% diameter	D_{60}	0.972	mm
2.00 - 0.425mm	58.8	%	30% diameter	D_{30}	0.441	mm
0.425 - 0.075mm	8.2	%	10% diameter	D_{10}	0.005	mm
0.075 - 0.005mm	10.5	%	Coefficient of uniformity	Cu	198.5	
0.005 - 0.002mm	2.2	%	Coefficient of curvature	Cc'	40.9	
< 0.002mm	7.7	%				

Appendix I2: Calculation of eff and total stress

- Stratification of U-152: 1.4m fill, 1.6m Ac2 followed by As1 and As2.
- From latest GIR, unit weights are 19kN/m^3 for fill, 16.5kN/m^3 for Ac2, and 20.5kN/m^3 for As1 and As2.

- For stresses at 4.725m depth:
  - Total stress, $\sigma_v = 1.4m \times 19kN/m^3 + 1.6m \times 16.5kN/m^3 + 1.725m \times 20.5kN/m^3 = 88.36kPa$
  - Eff stress $\sigma'_v = \sigma_v - u = 88.36kPa - 4.725m \times 10 = 41.1kPa$

Appendix S2 – Seismic Transverse Analysis

Calculation	Note

Inertia force

Inertia force F = SW*ag/g

g = 980 gal

agR/g = 0.085

ag/g = S*γi*agR/g

Where γi = 1.25

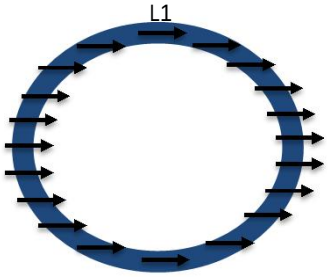
S = 1.35

Thus, ag/g = 0.143

Design ground acceleration ag = 140.6 gal

Ground acceleration agR = 112.5 gal

Surface (ground level)



Hard rock/bedrock

Tunnel diameter = 6.65 m

Wall thickness = 0.30 m

	t(mm)	SW(kN/m2)		W' (kN/m2)
Lining	300	L1	7.2	**1.03**

Calculation	Note

Earthquake

g = 980 gal Where γi = 1.25

agR/g = 0.085 Thus, ag/g = 0.106

ag/g = γi*agR/g ag = 104.1 gal

agR = 83.3 gal

Design ground displacement

dg = 0.025*ag*S*Tc*TD, where (DSRSC-SD)

ag: Design ground accleration on type A = γi*agR

γi : Importance factor (Importance level = 1.25

S Soil factor (Ground type D) = 1.35

TC Upper limit of the period of the constant spectral acceleration branch (ground type D) = 0.8

TD valuse defining the beginning of the constant displacement response range of the spectrum Ground type D = 2.0

η Damping correction factor with a ref = 1 for 5% viscous damping

dg = 0.056 m

= 56.23 mm

Design scenario (single layer, double layer problem)

Single layer (true)/double layer (false) = TRUE

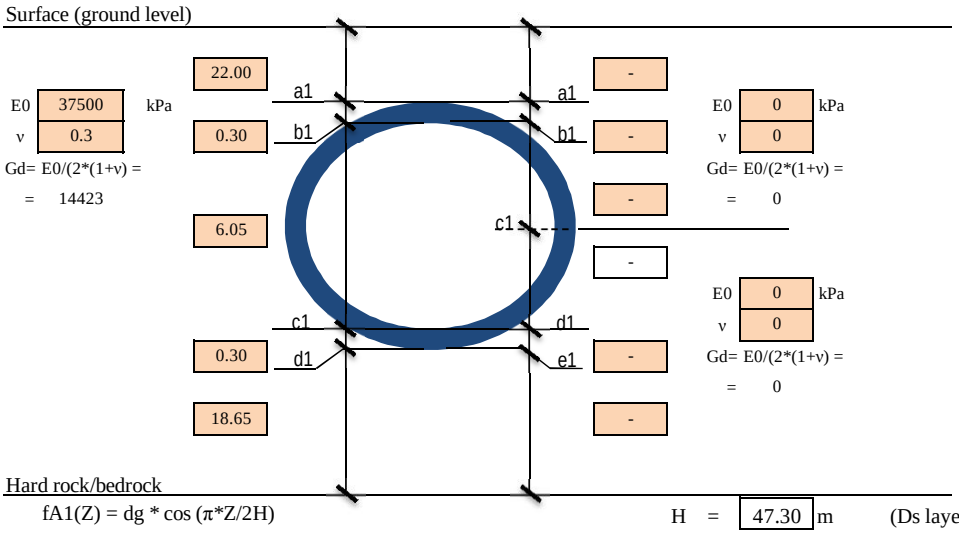
Type of ground Type B

Tunnel diameter = 6.65 m

Wall thickness = 0.30 m

Single layer *Double layer*

Surface (ground level)



Hard rock/bedrock

fA1(Z) = dg * cos (π*Z/2H) H = 47.30 m (Ds layer)

fB(Z) = dg * {1-1.446 (Z/H)+0.517(Z/H)^2-0.071(Z/H)^3}

LHS and **RHS**, assuming that the difference in soil layers between the two sides of the tunnel is negligable.

Point	Z	fB(mm)	Defrential		K(kN/m³)	Lat load	
a1	22.0	24.30	7.54	mm	8252	62.22	kN/m²
b1	22.3	23.94	7.18	mm	8252	59.25	kN/m²
c1	28.4	17.08	0.32	mm	8252	2.65	kN/m²
d1	28.7	16.76	0.00	mm	8252	0.00	kN/m²
e1							

Shear Force (τ = Gd * γ)

γ1: 0.0007 τ1: 10.41 kN/m²

γ2: τ2: kN/m²

Calculation	Note

Inertia force

Inertia force F = SW*ag/g

g = 980 gal

agR/g = 0.085

ag/g = S*γi*agR/g

Where γi = 1.25

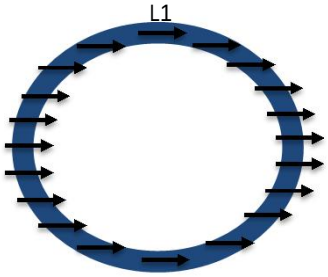
S = 1.35

Thus, ag/g = 0.143

Design ground acceleration ag = 140.6 gal

Ground acceleration agR = 112.5 gal

Surface (ground level)



Hard rock/bedrock

Tunnel diameter = 6.65 m

Wall thickness = 0.30 m

	t(mm)	SW(kN/m2)		W' (kN/m2)
Lining	300	L1	7.2	**1.03**

Calculation | **Note**

Earthquake

g = 980 gal Where γi = 1.25

agR/g = 0.085 Thus, ag/g = 0.106

ag/g = γi*agR/g ag = 104.1 gal

agR = 83.3 gal

Design ground displacement

dg = 0.025*ag*S*Tc*TD, where (DSRSC-SD)

ag: Design ground accleration on type A = γi*agR

γi : Importance factor (Importance level = 1.25

S Soil factor (Ground type D) = 1.35

TC Upper limit of the period of the constant spectral acceleration branch (ground type D) = 0.8

TD valuse defining the beginning of the constant displacement response range of the spectrum Ground type D = 2.0

η Damping correction factor with a ref = 1 for 5% viscous damping

dg = 0.056 m

= 56.23 mm

Design scenario (single layer, double layer problem)

Single layer (true)/double layer (false) = FALSE

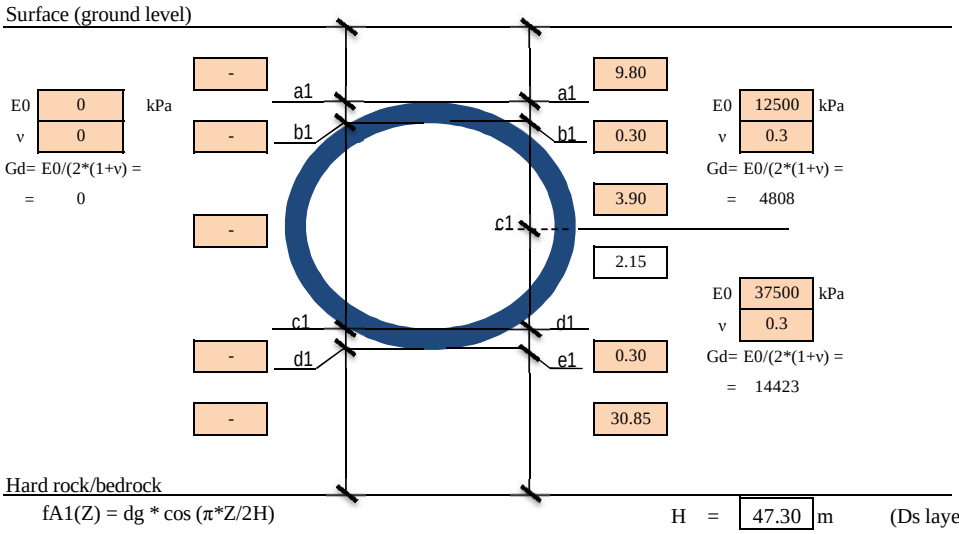
Type of ground Type B

Tunnel diameter = 6.65 m

Wall thickness = 0.30 m

Single layer *Double layer*

Surface (ground level)



Hard rock/bedrock

fA1(Z) = dg * cos (π*Z/2H) H = 47.30 m (Ds layer)

fB(Z) = dg * {1-1.446 (Z/H)+0.517(Z/H)^2-0.071(Z/H)^3}

LHS and **RHS**, assuming that the difference in soil layers between the two sides of the tunnel is negligable.

Point	Z	fB(mm)	Defrential		K(kN/m³)	Lat load	
a1	9.8	40.59	9.30	mm	6772	62.94	kN/m²
b1	10.1	40.15	8.85	mm	6772	59.95	kN/m²
c1	14.0	34.61	3.31	mm	6772	22.39	kN/m²
d1	16.2	31.70	0.40	mm	6772	2.69	kN/m²
e1	16.5	31.30	0.00	mm	6772	0.00	kN/m²

Shear Force (τ = Gd * γ)

γ1: 0.0010 τ1: 4.71 kN/m²

γ2: 0.0005 τ2: 7.81 kN/m²

APPENDIX S3 SEISMIC LONGITUDINAL CHECK

Longitudinal seismic design - U160 - East bound

Sv	0.114	m/s	Spectral velocity
Ts	1.231	s	Natural period of site
Z	22.8	m	Depth of mid level of tunnel
H	48.7	m	Surface soil thickness
Uh =	0.02109	m	Horizontal displacement
Uv =	0.01054	m	Vertical displacement
Ec	39000000	kPa	Compression E
Do	6.65	m	Outer Diameter of tunnel
Di	6.05	m	Inter Diameter of tunnel
As	5.985	m2	Cross sectional area
Is	30.232	m4	Second moment of area of tunnel
$(EA)^{Ceq}$	233404626	kN	Compression axial stiffness
$(EI)^{Ceq}$	1179058057	kN	Compression bending stiffness
B	1.2	m	Lining Longitudinal width
Ks	194503855	kN/m	lining stiffness
Ej	210000	MPa	E of joint
kj	104200	kN/m	axial stiffness of joint
nj	16		No. of joint
Kj	1667200	kN/m	stiffness of joint
Ajr	0.0004580	m2	joint cross sectional area
Aj	0.00732871	m2	
$(EA)^{Teq}$	1983637.15		Tensile axial stiffness
ϕ	1.149		Angle between tunnel axis and neutral axis
$(EI)^{Teq}$	27982970.5	kN	Tensile bending stiffness
C1	1		
C2	1		
C3	3		
ρ	1.911	Mg/m3	Average density of surface soil
V_{DS}	158.2	m/s	Average shear wave velocity of surface soil
Gs	47860	kPa	Dynamic Shear modulus
Kg1	47860	kPa	Constant (axial)
Kg2	47860	kPa	Constant (perdendicular)
Kg3	143580	kPa	Constant (longitudinal)
λ^{C1}	0.014		
λ^{T1}	0.155		
λ^{C2}	0.080		
λ^{T2}	0.203		
λ^{C3}	0.105		
λ^{T3}	0.268		

L1	194.8	m	Surface wave length
VBS	552.2	m/s	Base shear wave velocity
L2	679.8	m	Base wave length
L	302.8	m	Site wave length
Li	428.3	m	
α^{C1}	0.488		
α^{T1}	0.991		
α^{C2}	0.995		
α^{T2}	1.000		
α^{C3}	0.998		
α^{T3}	1.000		
P^{Ch}	24911.958	kN	Horizontal axial compression
P^{Th}	430.140	kN	Horizontal axial tension
P^{Cv}	18683.969	kN	Longitudinal axial compression
P^{Tv}	322.605	kN	Longitudinal axial tension
M^{Ch}	10655.811	kN-m	Horizontal compression moment
M^{Th}	254.025	kN-m	Horizontal tensile moment
M^{Cv}	5344.099	kN-m	Longitudinal compression moment
M^{Tv}	127.022	kN-m	Longitudinal tensile moment
Q^{Ch}	221.096	kN	Horizontal compression shear
Q^{Th}	5.271	kN	Horizontal tension shear
Q^{Cv}	110.884	kN	Longitudinal compression shear
Q^{Tv}	2.636	kN	Longitudinal tension shear
P^{C0}	44038.537	kN	Combined horizontal and longitudinal compression axial force
P^{T0}	760.387	kN	Combined horizontal and longitudinal tensile axial force
$P^{C0\,'}$	31139.948	kN	Combined horizontal and longitudinal compression axial force
$P^{T0\,'}$	537.674	kN	Combined horizontal and longitudinal tensile axial force
$M^{Ch\,'}$	7534.79635	kN-m	
$M^{Th\,'}$	179.622851	kN-m	
$M^{Cv\,'}$	3778.84888	kN-m	
$M^{Tv\,'}$	89.8179139	kN-m	
M^{Cmax}	7534.79635	kN-m	
M^{Tmax}	179.622851	kN-m	
η	58.467	m	
ξc	1.139		
ξT	0.017		
P^{Cmax}	35474.577	kN	
P^{Tmax}	9.282	kN	
y	3.325	m	Distance of furthest point from neutral axis

σ^{Cp} '	6756	kPa	Compression stress				
	6.756	MPa	<	30.77	MPa	σ^{sc}	OK
σ^{j1}	1267	kPa					
	1.267	MPa					
Rc	3.175	m	Mean radius of tunnel				
fj	4.83	kN	Bending tension				
σ^{j2}	10549	kPa					
	10.549	MPa					
σ^{j}	11.816	MPa	<	628.6	MPa		OK
P	5412	N	Tensile force of each joint				
δ	0.0519	mm	Extension	<	1.0	mm	OK
ε	0.006%	Extension s	<	12%			OK

Longitudinal seismic design - U160 - west bound

Sv	0.114	m/s	Spectral velocity
Ts	1.231	s	Natural period of site
Z	11.8	m	Depth of mid level of tunnel
H	48.7	m	Surface soil thickness
Uh =	0.02640	m	Horizontal displacement
Uv =	0.01320	m	Vertical displacement
Ec	39000000	kPa	Compression E
Do	6.65	m	Outer Diameter of tunnel
Di	6.05	m	Inter Diameter of tunnel
As	5.985	m2	Cross sectional area
Is	30.232	m4	Second moment of area of tunnel
$(EA)^{Ceq}$	233404626	kN	Compression axial stiffness
$(EI)^{Ceq}$	1179058057	kN	Compression bending stiffness
B	1.2	m	Lining Longitudinal width
Ks	194503855	kN/m	lining stiffness
Ej	210000	MPa	E of joint
kj	104200	kN/m	axial stiffness of joint
nj	16		No. of joint
Kj	1667200	kN/m	stiffness of joint
Ajr	0.0004580	m2	joint cross sectional area
Aj	0.00732871	m2	
$(EA)^{Teq}$	1983637.15		Tensile axial stiffness
ϕ	1.149		Angle between tunnel axis and neutral axis
$(EI)^{Teq}$	27982970.5	kN	Tensile bending stiffness
C1	1		
C2	1		
C3	3		
ρ	1.911	Mg/m3	Average density of surface soil
V_{DS}	158.2	m/s	Average shear wave velocity of surface soil
Gs	47860	kPa	Dynamic Shear modulus
Kg1	47860	kPa	Constant (axial)
Kg2	47860	kPa	Constant (perdendicular)
Kg3	143580	kPa	Constant (longitudinal)
λ^{C1}	0.014		
λ^{T1}	0.155		
λ^{C2}	0.080		
λ^{T2}	0.203		
λ^{C3}	0.105		
λ^{T3}	0.268		

L1	194.8	m	Surface wave length
VBS	552.2	m/s	Base shear wave velocity
L2	679.8	m	Base wave length
L	302.8	m	Site wave length
Li	428.3	m	
α^{C1}	0.488		
α^{T1}	0.991		
α^{C2}	0.995		
α^{T2}	1.000		
α^{C3}	0.998		
α^{T3}	1.000		
P^{Ch}	31190.021	kN	Horizontal axial compression
P^{Th}	538.539	kN	Horizontal axial tension
P^{Cv}	23392.516	kN	Longitudinal axial compression
P^{Tv}	403.904	kN	Longitudinal axial tension
M^{Ch}	13341.182	kN-m	Horizontal compression moment
M^{Th}	318.042	kN-m	Horizontal tensile moment
M^{Cv}	6690.866	kN-m	Longitudinal compression moment
M^{Tv}	159.032	kN-m	Longitudinal tensile moment
Q^{Ch}	276.815	kN	Horizontal compression shear
Q^{Th}	6.599	kN	Horizontal tension shear
Q^{Cv}	138.828	kN	Longitudinal compression shear
Q^{Tv}	3.300	kN	Longitudinal tension shear
P^{C0}	55136.688	kN	Combined horizontal and longitudinal compression axial force
P^{T0}	952.012	kN	Combined horizontal and longitudinal tensile axial force
$P^{C0\,'}$	38987.526	kN	Combined horizontal and longitudinal compression axial force
$P^{T0\,'}$	673.174	kN	Combined horizontal and longitudinal tensile axial force
$M^{Ch\,'}$	9433.64031	kN-m	
$M^{Th\,'}$	224.889605	kN-m	
$M^{Cv\,'}$	4731.15655	kN-m	
$M^{Tv\,'}$	112.452926	kN-m	
M^{Cmax}	9433.64031	kN-m	
M^{Tmax}	224.889605	kN-m	
η	58.467	m	
ξc	1.139		
ξT	0.017		
P^{Cmax}	44414.525	kN	
P^{Tmax}	11.622	kN	
y	3.325	m	Distance of furthest point from neutral axis

σ^{Cp} '	8459	kPa	Compression stress				
	8.459	MPa	<	30.77	MPa	σ^{sc}	OK
σ^{j1}	1586	kPa					
	1.586	MPa					
Rc	3.175	m	Mean radius of tunnel				
fj	6.05	kN	Bending tension				
σ^{j2}	13208	kPa					
	13.208	MPa					
σ^{j}	14.793	MPa	<	628.6	MPa		OK
P	6776	N	Tensile force of each joint				
δ	0.0650	mm	Extension	<	1.0	mm	OK
ε	0.007%	Extension s	<	12%			OK

Longitudinal seismic design - U140 - East bound

Sv	0.114	m/s	Spectral velocity
Ts	1.235	s	Natural period of site
Z	25	m	Depth of mid level of tunnel
H	49	m	Surface soil thickness
Uh =	0.01985	m	Horizontal displacement
Uv =	0.00992	m	Vertical displacement
Ec	39000000	kPa	Compression E
Do	6.65	m	Outer Diameter of tunnel
Di	6.05	m	Inter Diameter of tunnel
As	5.985	m2	Cross sectional area
Is	30.232	m4	Second moment of area of tunnel
$(EA)^{Ceq}$	233404626	kN	Compression axial stiffness
$(EI)^{Ceq}$	1179058057	kN	Compression bending stiffness
B	1.2	m	Lining Longitudinal width
Ks	194503855	kN/m	lining stiffness
Ej	210000	MPa	E of joint
kj	104200	kN/m	axial stiffness of joint
nj	16		No. of joint
Kj	1667200	kN/m	stiffness of joint
Ajr	0.0004580	m2	joint cross sectional area
Aj	0.00732871	m2	
$(EA)^{Teq}$	1983637.15		Tensile axial stiffness
ϕ	1.149		Angle between tunnel axis and neutral axis
$(EI)^{Teq}$	27982970.5	kN	Tensile bending stiffness
C1	1		
C2	1		
C3	3		
ρ	1.911	Mg/m3	Average density of surface soil
V_{DS}	158.7	m/s	Average shear wave velocity of surface soil
Gs	48138	kPa	Dynamic Shear modulus
Kg1	48138	kPa	Constant (axial)
Kg2	48138	kPa	Constant (perdendicular)
Kg3	144415	kPa	Constant (longitudinal)
λ^{C1}	0.014		
λ^{T1}	0.156		
λ^{C2}	0.080		
λ^{T2}	0.204		
λ^{C3}	0.105		
λ^{T3}	0.268		

L1	196.0	m	Surface wave length
VBS	552.2	m/s	Base shear wave velocity
L2	682.0	m	Base wave length
L	304.5	m	Site wave length
Li	430.6	m	
α^{C1}	0.492		
α^{T1}	0.991		
α^{C2}	0.996		
α^{T2}	1.000		
α^{C3}	0.999		
α^{T3}	1.000		
P^{Ch}	23518.683	kN	Horizontal axial compression
P^{Th}	402.680	kN	Horizontal axial tension
P^{Cv}	17639.013	kN	Longitudinal axial compression
P^{Tv}	302.010	kN	Longitudinal axial tension
M^{Ch}	9920.674	kN-m	Horizontal compression moment
M^{Th}	236.471	kN-m	Horizontal tensile moment
M^{Cv}	4975.001	kN-m	Longitudinal compression moment
M^{Tv}	118.244	kN-m	Longitudinal tensile moment
Q^{Ch}	204.715	kN	Horizontal compression shear
Q^{Th}	4.880	kN	Horizontal tension shear
Q^{Cv}	102.660	kN	Longitudinal compression shear
Q^{Tv}	2.440	kN	Longitudinal tension shear
P^{C0}	41575.551	kN	Combined horizontal and longitudinal compression axial force
P^{T0}	711.845	kN	Combined horizontal and longitudinal tensile axial force
$P^{C0\,'}$	29398.354	kN	Combined horizontal and longitudinal compression axial force
$P^{T0\,'}$	503.351	kN	Combined horizontal and longitudinal tensile axial force
$M^{Ch\,'}$	7014.97621	kN-m	
$M^{Th\,'}$	167.210475	kN-m	
$M^{Cv\,'}$	3517.85723	kN-m	
$M^{Tv\,'}$	83.6111122	kN-m	
M^{Cmax}	7014.97621	kN-m	
M^{Tmax}	167.210475	kN-m	
η	59.042	m	
ξc	1.137		
ξT	0.017		
P^{Cmax}	33413.153	kN	
P^{Tmax}	8.617	kN	
y	3.325	m	Distance of furthest point from neutral axis

σ^{Cp} '	6355	kPa	Compression stress				
	6.355	MPa	<	30.77	MPa	σ^{sc}	OK
σ^{j1}	1176	kPa					
	1.176	MPa					
Rc	3.175	m	Mean radius of tunnel				
fj	4.50	kN	Bending tension				
σ^{j2}	9820	kPa					
	9.820	MPa					
σ^{j}	10.996	MPa	<	628.6	MPa		OK
P	5037	N	Tensile force of each joint				
δ	0.0483	mm	Extension	<	1.0	mm	OK
ε	0.005%	Extension s	<	12%			OK

Longitudinal seismic design - U140 - West bound

Sv	0.114	m/s	Spectral velocity
Ts	1.235	s	Natural period of site
Z	12.8	m	Depth of mid level of tunnel
H	49	m	Surface soil thickness
Uh =	0.02616	m	Horizontal displacement
Uv =	0.01308	m	Vertical displacement
Ec	39000000	kPa	Compression E
Do	6.65	m	Outer Diameter of tunnel
Di	6.05	m	Inter Diameter of tunnel
As	5.985	m2	Cross sectional area
Is	30.232	m4	Second moment of area of tunnel
$(EA)^{Ceq}$	233404626	kN	Compression axial stiffness
$(EI)^{Ceq}$	1179058057	kN	Compression bending stiffness
B	1.2	m	Lining Longitudinal width
Ks	194503855	kN/m	lining stiffness
Ej	210000	MPa	E of joint
kj	104200	kN/m	axial stiffness of joint
nj	16		No. of joint
Kj	1667200	kN/m	stiffness of joint
Ajr	0.0004580	m2	joint cross sectional area
Aj	0.00732871	m2	
$(EA)^{Teq}$	1983637.15		Tensile axial stiffness
ϕ	1.149		Angle between tunnel axis and neutral axis
$(EI)^{Teq}$	27982970.5	kN	Tensile bending stiffness
C1	1		
C2	1		
C3	3		
ρ	1.911	Mg/m3	Average density of surface soil
V_{DS}	158.7	m/s	Average shear wave velocity of surface soil
Gs	48138	kPa	Dynamic Shear modulus
Kg1	48138	kPa	Constant (axial)
Kg2	48138	kPa	Constant (perdendicular)
Kg3	144415	kPa	Constant (longitudinal)
λ^{C1}	0.014		
λ^{T1}	0.156		
λ^{C2}	0.080		
λ^{T2}	0.204		
λ^{C3}	0.105		
λ^{T3}	0.268		

L1	196.0	m	Surface wave length
VBS	552.2	m/s	Base shear wave velocity
L2	682.0	m	Base wave length
L	304.5	m	Site wave length
Li	430.6	m	
α^{C1}	0.492		
α^{T1}	0.991		
α^{C2}	0.996		
α^{T2}	1.000		
α^{C3}	0.999		
α^{T3}	1.000		
P^{Ch}	31000.310	kN	Horizontal axial compression
P^{Th}	530.779	kN	Horizontal axial tension
P^{Cv}	23250.233	kN	Longitudinal axial compression
P^{Tv}	398.084	kN	Longitudinal axial tension
M^{Ch}	13076.582	kN-m	Horizontal compression moment
M^{Th}	311.696	kN-m	Horizontal tensile moment
M^{Cv}	6557.620	kN-m	Longitudinal compression moment
M^{Tv}	155.859	kN-m	Longitudinal tensile moment
Q^{Ch}	269.838	kN	Horizontal compression shear
Q^{Th}	6.432	kN	Horizontal tension shear
Q^{Cv}	135.318	kN	Longitudinal compression shear
Q^{Tv}	3.216	kN	Longitudinal tension shear
P^{C0}	54801.324	kN	Combined horizontal and longitudinal compression axial force
P^{T0}	938.293	kN	Combined horizontal and longitudinal tensile axial force
$P^{C0\,'}$	38750.388	kN	Combined horizontal and longitudinal compression axial force
$P^{T0\,'}$	663.473	kN	Combined horizontal and longitudinal tensile axial force
$M^{Ch\,'}$	9246.53971	kN-m	
$M^{Th\,'}$	220.402501	kN-m	
$M^{Cv\,'}$	4636.93755	kN-m	
$M^{Tv\,'}$	110.208994	kN-m	
M^{Cmax}	9246.53971	kN-m	
M^{Tmax}	220.402501	kN-m	
η	59.042	m	
ξc	1.137		
ξT	0.017		
P^{Cmax}	44042.351	kN	
P^{Tmax}	11.358	kN	
y	3.325	m	Distance of furthest point from neutral axis

σ^{Cp} '	8376	kPa	Compression stress				
	8.376	MPa	<	30.77	MPa	σ^{sc}	OK
σ^{j1}	1550	kPa					
	1.550	MPa					
Rc	3.175	m	Mean radius of tunnel				
fj	5.93	kN	Bending tension				
σ^{j2}	12944	kPa					
	12.944	MPa					
σ^{j}	14.494	MPa	<	628.6	MPa		OK
P	6639	N	Tensile force of each joint				
δ	0.0637	mm	Extension	<	1.0	mm	OK
ε	0.007%	Extension s	<	12%			OK

Longitudinal seismic design - U180 - East and West bound

Sv	0.106	m/s	Spectral velocity
Ts	1.282	s	Natural period of site
Z	12.6	m	Depth of mid level of tunnel
H	50.8	m	Surface soil thickness
Uh =	0.02547	m	Horizontal displacement
Uv =	0.01274	m	Vertical displacement
Ec	39000000	kPa	Compression E
Do	6.65	m	Outer Diameter of tunnel
Di	6.05	m	Inter Diameter of tunnel
As	5.985	m2	Cross sectional area
Is	30.232	m4	Second moment of area of tunnel
$(EA)^{Ceq}$	233404626	kN	Compression axial stiffness
$(EI)^{Ceq}$	1179058057	kN	Compression bending stiffness
B	1.2	m	Lining Longitudinal width
Ks	194503855	kN/m	lining stiffness
Ej	210000	MPa	E of joint
kj	104200	kN/m	axial stiffness of joint
nj	16		No. of joint
Kj	1667200	kN/m	stiffness of joint
Ajr	0.0004580	m2	joint cross sectional area
Aj	0.00732871	m2	
$(EA)^{Teq}$	1983637.15		Tensile axial stiffness
ϕ	1.149		Angle between tunnel axis and neutral axis
$(EI)^{Teq}$	27982970.5	kN	Tensile bending stiffness
C1	1		
C2	1		
C3	3		
ρ	1.911	Mg/m3	Average density of surface soil
V_{DS}	158.5	m/s	Average shear wave velocity of surface soil
Gs	48016	kPa	Dynamic Shear modulus
Kg1	48016	kPa	Constant (axial)
Kg2	48016	kPa	Constant (perdendicular)
Kg3	144047	kPa	Constant (longitudinal)
λ^{C1}	0.014		
λ^{T1}	0.156		
λ^{C2}	0.080		
λ^{T2}	0.204		
λ^{C3}	0.105		
λ^{T3}	0.268		

L1	203.2	m	Surface wave length
VBS	552.3	m/s	Base shear wave velocity
L2	708.0	m	Base wave length
L	315.8	m	Site wave length
Li	446.6	m	
α^{C1}	0.510		
α^{T1}	0.992		
α^{C2}	0.996		
α^{T2}	1.000		
α^{C3}	0.999		
α^{T3}	1.000		
P^{Ch}	30144.929	kN	Horizontal axial compression
P^{Th}	498.641	kN	Horizontal axial tension
P^{Cv}	22608.697	kN	Longitudinal axial compression
P^{Tv}	373.981	kN	Longitudinal axial tension
M^{Ch}	11845.681	kN-m	Horizontal compression moment
M^{Th}	282.194	kN-m	Horizontal tensile moment
M^{Cv}	5938.019	kN-m	Longitudinal compression moment
M^{Tv}	141.105	kN-m	Longitudinal tensile moment
Q^{Ch}	235.700	kN	Horizontal compression shear
Q^{Th}	5.615	kN	Horizontal tension shear
Q^{Cv}	118.152	kN	Longitudinal compression shear
Q^{Tv}	2.808	kN	Longitudinal tension shear
P^{C0}	53289.209	kN	Combined horizontal and longitudinal compression axial force
P^{T0}	881.482	kN	Combined horizontal and longitudinal tensile axial force
$P^{C0\,'}$	37681.161	kN	Combined horizontal and longitudinal compression axial force
$P^{T0\,'}$	623.302	kN	Combined horizontal and longitudinal tensile axial force
$M^{Ch\,'}$	8376.16136	kN-m	
$M^{Th\,'}$	199.541115	kN-m	
$M^{Cv\,'}$	4198.81363	kN-m	
$M^{Tv\,'}$	99.7766333	kN-m	
M^{Cmax}	8376.16136	kN-m	
M^{Tmax}	199.541115	kN-m	
η	62.332	m	
ξc	1.126		
ξT	0.017		
P^{Cmax}	42424.697	kN	
P^{Tmax}	10.310	kN	
y	3.325	m	Distance of furthest point from neutral axis

σ^{Cp} '	8010	kPa	Compression stress				
	8.010	MPa	<	30.77	MPa	σ^{sc}	OK
σ^{j1}	1407	kPa					
	1.407	MPa					
Rc	3.175	m	Mean radius of tunnel				
fj	5.37	kN	Bending tension				
σ^{j2}	11719	kPa					
	11.719	MPa					
σ^{j}	13.126	MPa	<	628.6	MPa		OK
P	6012	N	Tensile force of each joint				
δ	0.0577	mm	Extension	<	1.0	mm	OK
ε	0.006%	Extension s	<	12%			OK

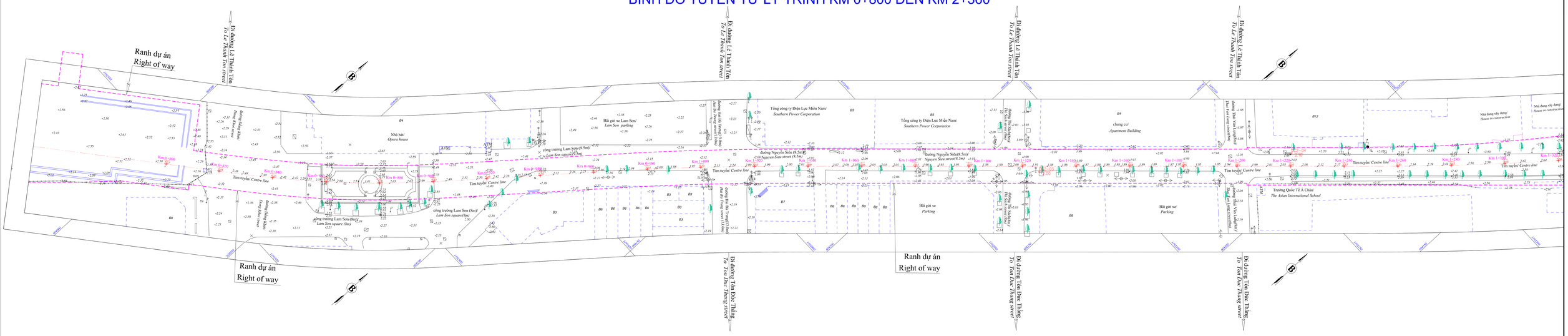
Appendix T
Topography Survey Report

Đi đường Lê Lợi
To Le Loi street

Đi đường Nguyễn Hữu Cảnh
To Nguyen Huu Canh street

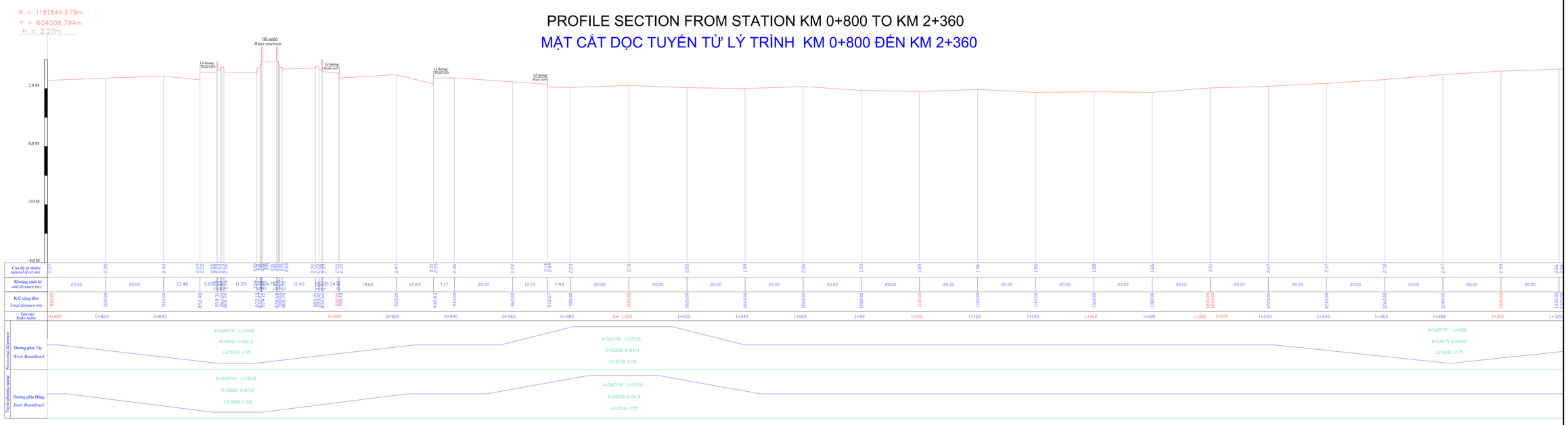
TOPOGRAPHIC MAP FROM STATION KM 0+800 TO KM 2+360

BÌNH ĐỒ TUYẾN TỪ LÝ TRÌNH KM 0+800 ĐẾN KM 2+360



PROFILE SECTION FROM STATION KM 0+800 TO KM 2+360

MẶT CẮT DỌC TUYẾN TỪ LÝ TRÌNH KM 0+800 ĐẾN KM 2+360



1 cm trên bản đồ bằng 5 m trên thực địa

1 cm on map equal 5 m on site

10m 5 0 10 20 30 40

GHI CHÚ-REMARKS:

- Điểm độ cao - *Elevation Above Land Survey Datum*
- Cây Cụm Cây Độc lập - *Tree, vegetation*
- Cột đèn đường - *Light pole*
- Mép rải nhựa- *Edge of pavement*
- Biến thế trên đất- *Sub station*
- B2 — Nhà 2 tầng- *2 Floor Concrete House*
- DC2-08 2.01 — Mốc khống chế - *Control point*
- Mương thoát nước - *Stormwater trench*
- Đường hiện hữu- *Existing road*
- Tim tuyến thiết kế- *Design centre line*
- Biển báo - *Signpost*
- Tường gạch - *Brick wall*
- Thoát nước ngầm đường kính D1100, hố ga *Manhole, water inlet*
- Điện hạ thế trong khu dân cư *Low voltage line in residential area*
- Ranh dự án- *Right of way*

CHÚ THÍCH/ *NOTE*

- Hệ tọa độ VN-2000, kinh tuyến trục 105° 45', múi chiếu 3°
- Độ cao Hòn Dấu Hải Phòng (2008)

- *Coordinates system VN-2000, meridian 105 °45', projection 3°*
- *Height of Hon Dau Hai Phong (2008)*

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMZ MAEDA
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION
LIÊN DANH SHIMIZU-MAEDA

	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN		
PREPARED BY NGƯỜI THỰC HIỆN	Nguyễn Văn Tiến	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	Nguyễn Minh Thanh	
SURVEY MANAGER CHỦ NHIỆM KHẢO SÁT	Nguyễn Huy Cường	
CONSTRUCTION MANAGER GIÁM ĐỐC XÂY DỰNG	A.MASAOKA	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

SCALE / TỶ LỆ 1/500

FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A0

DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 17 JAN. 2015

STAGE / GIAI ĐOẠN

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

TITLE TÊN BẢN VẼ
TOPOGRAPHIC MAP AND PROFILE SECION FROM STATION KM 0+800 TO KM 2+360 -Sheet 1
BÌNH ĐỒ TUYẾN VÀ TRẮC DỌC TUYẾN TỪ LÝ TRÌNH KM 0+800 ĐẾN KM 2+360 -Trang 1

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTP-TD-0000-0001

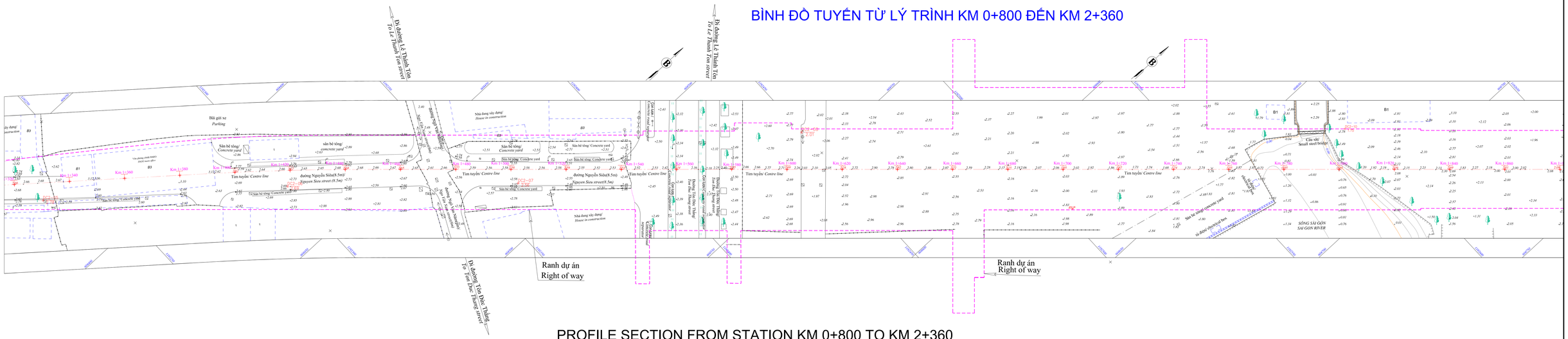
REV. BẢN: B

Đi đường Lê Lợi
To Le Loi street

Đi đường Nguyễn Hữu Cảnh
To Nguyen Huu Canh street

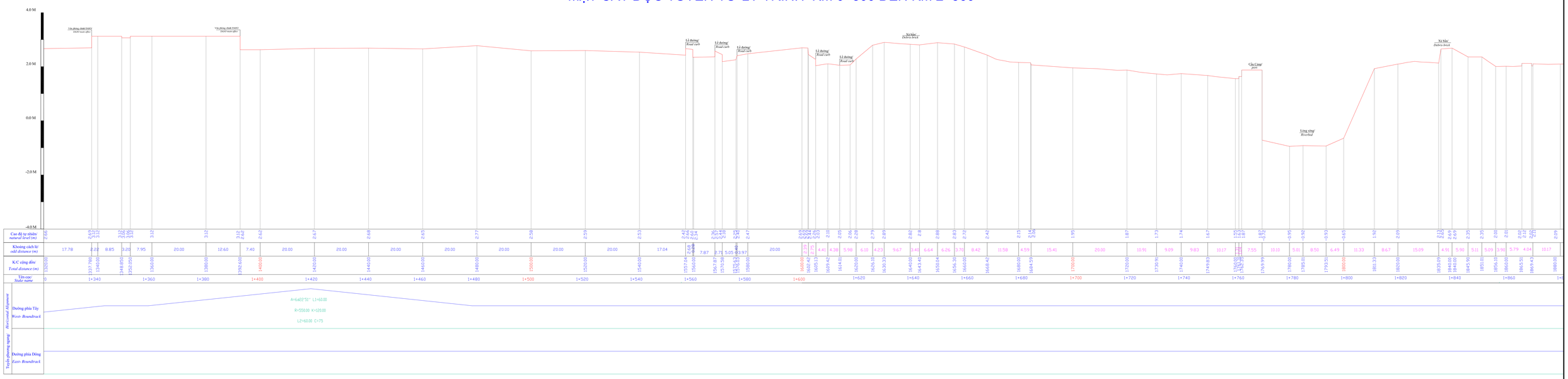
TOPOGRAPHIC MAP FROM STATION KM 0+800 TO KM 2+360

BÌNH ĐỒ TUYẾN TỪ LÝ TRÌNH KM 0+800 ĐẾN KM 2+360



PROFILE SECTION FROM STATION KM 0+800 TO KM 2+360

MẶT CẮT DỌC TUYẾN TỪ LÝ TRÌNH KM 0+800 ĐẾN KM 2+360



1 cm trên bản đồ bằng 5 m trên thực địa

1 cm on map equal 5 m on site

10m 5 0 10 20 30 40

GHI CHÚ-REMARKS:

- Điểm độ cao - *Elevation Above Land Survey Datum*
- Cây Cụm Cây Độc lập - *Tree, vegetation*
- Cột đèn đường - *Light pole*
- Mép rải nhựa- *Edge of pavement*
- Biến thế trên đất- *Sub station*
- B2 — Nhà 2 tầng- *2 Floor Concrete House*
- Mốc khống chế - *Control point*
- Mương thoát nước - *Stormwater trench*
- Đường hiện hữu- *Existing road*
- Tim tuyến thiết kế- *Design centre line*
- Biển báo - *Signpost*
- Tường gạch - *Brick wall*
- Thoát nước ngầm đường kính D1100, hố ga *Manhole, water inlet*
- Điện hạ thế trong khu dân cư *Low voltage line in residential area*
- Ranh dự án- *Right of way*

CHÚ THÍCH/ *NOTE*

- Hệ tọa độ VN-2000, kinh tuyến trục 105° 45', múi chiếu 3°
- Độ cao Hòn Dấu Hải Phòng (2008)

- *Coordinates system VN-2000, meridian 105 °45', projection 3°*
- *Height of Hon Dau Hai Phong (2008)*

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMZ MAEDA
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION
LIÊN DANH SHIMIZU-MAEDA

	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN		
PREPARED BY NGƯỜI THỰC HIỆN	Nguyễn Văn Tiến	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	Nguyễn Minh Thanh	
SURVEY MANAGER CHỦ NHIỆM KHẢO SÁT	Nguyễn Huy Cường	
CONSTRUCTION MANAGER GIÁM ĐỐC XÂY DỰNG	A.MASAOKA	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

SCALE / TỶ LỆ 1/500

FORMAT / KHỔ BẢN VẼ: A0

DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH: 17 JAN. 2015

STAGE / GIAI ĐOẠN

PROJECT DỰ ÁN: HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

TITLE
TÊN BẢN VẼ
TOPOGRAPHIC MAP AND PROFILE SECION FROM STATION KM 0+800 TO KM 2+360 -Sheet 2
BÌNH ĐỒ TUYẾN VÀ TRẮC DỌC TUYẾN TỪ LÝ TRÌNH KM 0+800 ĐẾN KM 2+360 -Trang 2

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ: CP1b-CTP-TD-0000-0002

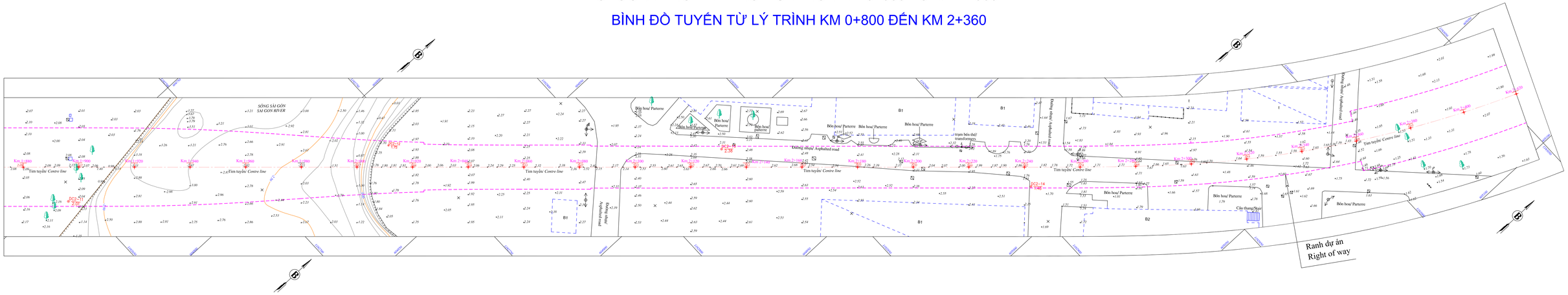
REV. BẢN: B

Đi đường Lê Lợi
To Le Loi street

Đi đường Nguyễn Hữu Cảnh
To Nguyen Huu Canh street

TOPOGRAPHIC MAP FROM STATION KM 0+800 TO KM 2+360

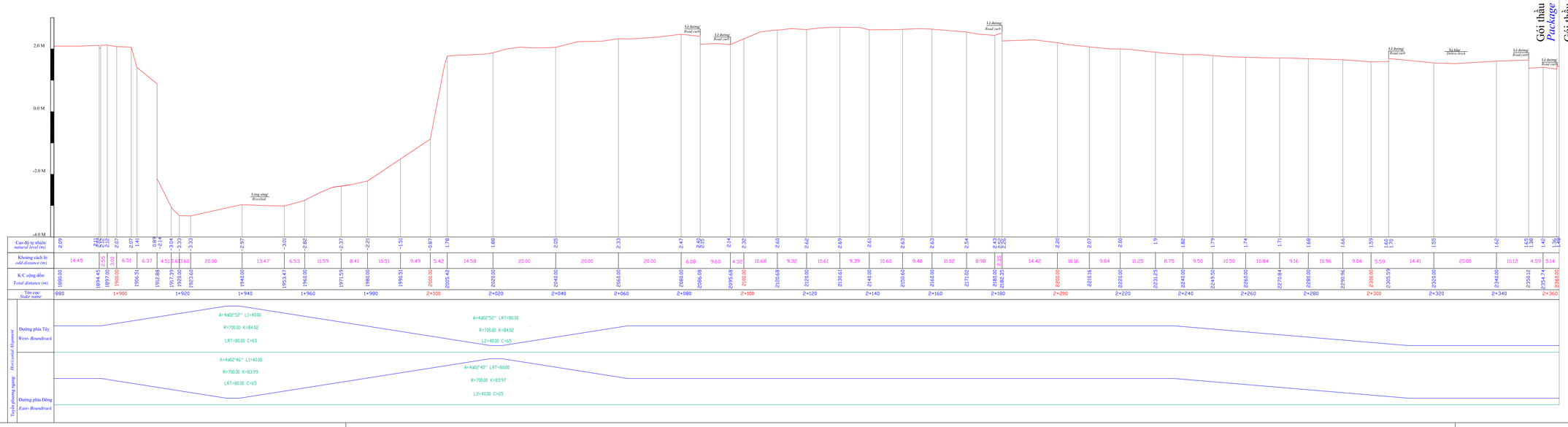
BÌNH ĐỒ TUYẾN TỪ LÝ TRÌNH KM 0+800 ĐẾN KM 2+360



PROFILE SECTION FROM STATION KM 0+800 TO KM 2+230

MẶT CẮT DỌC TUYẾN TỪ LÝ TRÌNH KM 0+800 ĐẾN KM 2+360

X = 1193001.072m
Y = 605053.936m
H = 1.48m



1 cm trên bản đồ bằng 5 m trên thực địa

1 cm on map equal 5 m on site

10m 5 0 10 20 30 40

GHI CHÚ-REMARKS:

- Điểm độ cao - *Elevation Above Land Survey Datum*
- Cây Cụm Cây Độc lập - *Tree, vegetation*
- Cột đèn đường - *Light pole*
- Mép rải nhựa- *Edge of pavement*
- Biến thế trên đất- *Sub station*
- B2 — Nhà 2 tầng- *2 Floor Concrete House*
- DC2-08 2.01 — Mốc khống chế - *Control point*
- Mương thoát nước - *Stormwater trench*
- Đường hiện hữu- *Existing road*
- Tim tuyến thiết kế- *Design centre line*
- Biển báo - *Signpost*
- Tường gạch - *Brick wall*
- Thoát nước ngầm đường kính D1100, hố ga *Manhole, water inlet*
- Điện hạ thế trong khu dân cư *Low voltage line in residential area*
- Ranh dự án- *Right of way*

CHÚ THÍCH/ *NOTE*

- Hệ tọa độ VN-2000, kinh tuyến trục 105° 45', múi chiếu 3°
- Độ cao Hòn Dấu Hải Phòng (2008)

- *Coordinates system VN-2000, meridian 105 °45', projection 3°*
- *Height of Hon Dau Hai Phong (2008)*

DATE NGÀY	REV. BẢN	DESCRIPTION THUYẾT MINH	SIGNATURE CHỮ KÝ

EMPLOYER / CHỦ ĐẦU TƯ
HCMC PEOPLE'S COMMITTE
MANAGEMENT AUTHORITY FOR URBAN RAILWAY
UBND TP HCM-BAN QUẢN LÝ ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ

EMPLOYER'S REPRESENTATIVE
ĐẠI DIỆN CHỦ ĐẦU TƯ
NJPT Association
LIÊN DANH NJPT
NK-JIC-PBJ-JTC-TEC-TEDI South-TRICC

GENERAL CONTRACTOR / NHÀ THẦU CHÍNH
SHIMIZU-MAEDA JOINT OPERATION
LIÊN DANH SHIMIZU-MAEDA

PREPARED NGƯỜI THỰC HIỆN	FULL NAME HỌ VÀ TÊN	SIGNATURE CHỮ KÝ
PREPARED BY NGƯỜI THỰC HIỆN	Nguyễn Văn Tiến	
CHECKER NGƯỜI KIỂM TRA	Nguyễn Minh Thanh	
SURVEY MANAGER CHỦ NHIỆM KHẢO SÁT	Nguyễn Huy Cường	
CONSTRUCTION MANAGER GIÁM ĐỐC XÂY DỰNG	A.MASAOKA	
PROJECT MANAGER GIÁM ĐỐC DỰ ÁN	NOBUYUKI.KAWAI	

SCALE / TỶ LỆ 1/500
FORMAT / KHỔ BẢN VẼ A0
DATE OF ISSUE / NGÀY PHÁT HÀNH 17 JAN. 2015
STAGE / GIAI ĐOẠN

PROJECT DỰ ÁN
HO CHI MINH CITY URBAN RAILWAY CONSTRUCTION PROJECT
BEN THANH-SUOI TIEN SECTION (LINE 1)
DỰ ÁN XÂY DỰNG TUYẾN ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ TP HỒ CHÍ MINH
TUYẾN BẾN THÀNH-SUỐI TIÊN (TUYẾN SỐ 1)

TITLE TÊN BẢN VẼ
TOPOGRAPHIC MAP AND PROFILE SECION FROM STATION KM 0+800 TO KM 2+360 -Sheet 3
BÌNH ĐỒ TUYẾN VÀ TRẮC DỌC TUYẾN TỪ LÝ TRÌNH KM 0+800 ĐẾN KM 2+360 -Trang 3

DRAWING NO BẢN VẼ SỐ CP1b-CTP-TD-0000-0003
REV. BẢN B

Appendix U

Report No. DOC/1B/T/GNL/DES/DR/0300/

Working Paper

Adequacy of Designed Internal Diameter of Bored Tunnel

1- Introduction

This paper is meant to do a check on the adequacy of designed internal diameter of the bored tunnel.

2- Background

a) The Employer's drawings show a designed internal diameter of bored tunnels to be 6050mm.

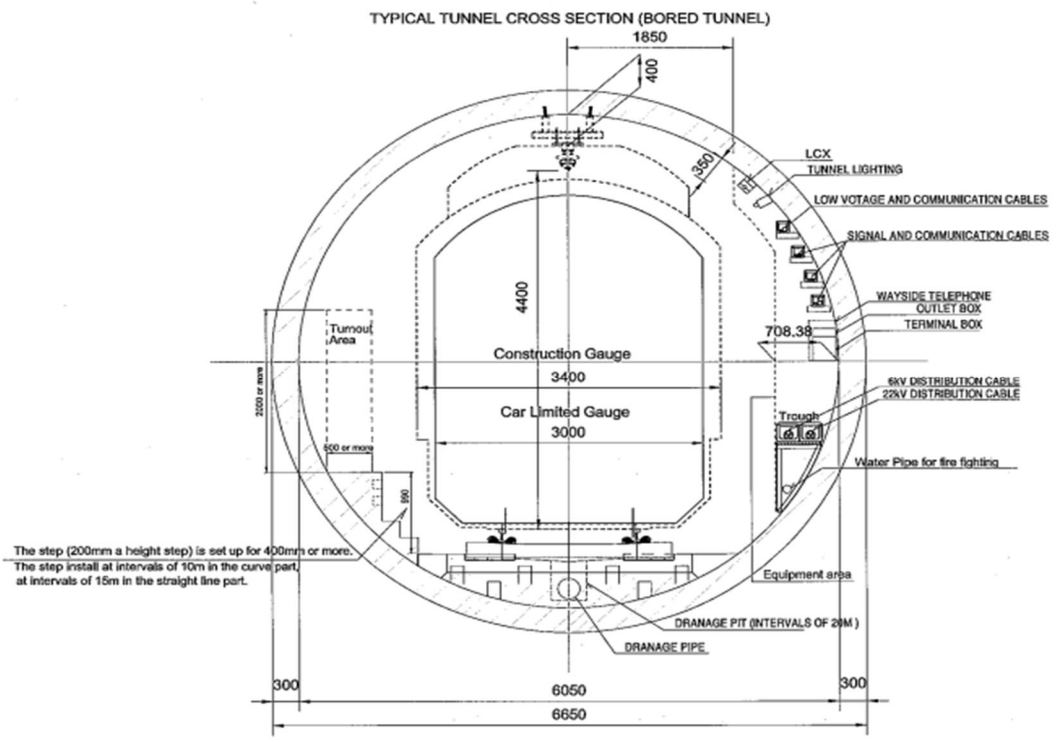


Fig-1 Cross-section on Straight Track (Employer's Drawings)

b) The Construction Gauge width on straight track is shown to be 3400mm in the Employer's Drawings, whereas the same is shown to be 3600mm on a curved track with a horizontal curve of 350m radius (the sharpest horizontal curve on the bored tunnel stretch).

c) The distance between TOR (Top of Rail) to the ROCS (Rigid Overhead Contact System) contact point has been increased from 4400mm (Employer's Drawing) to 4440mm by CP3 Contractor.

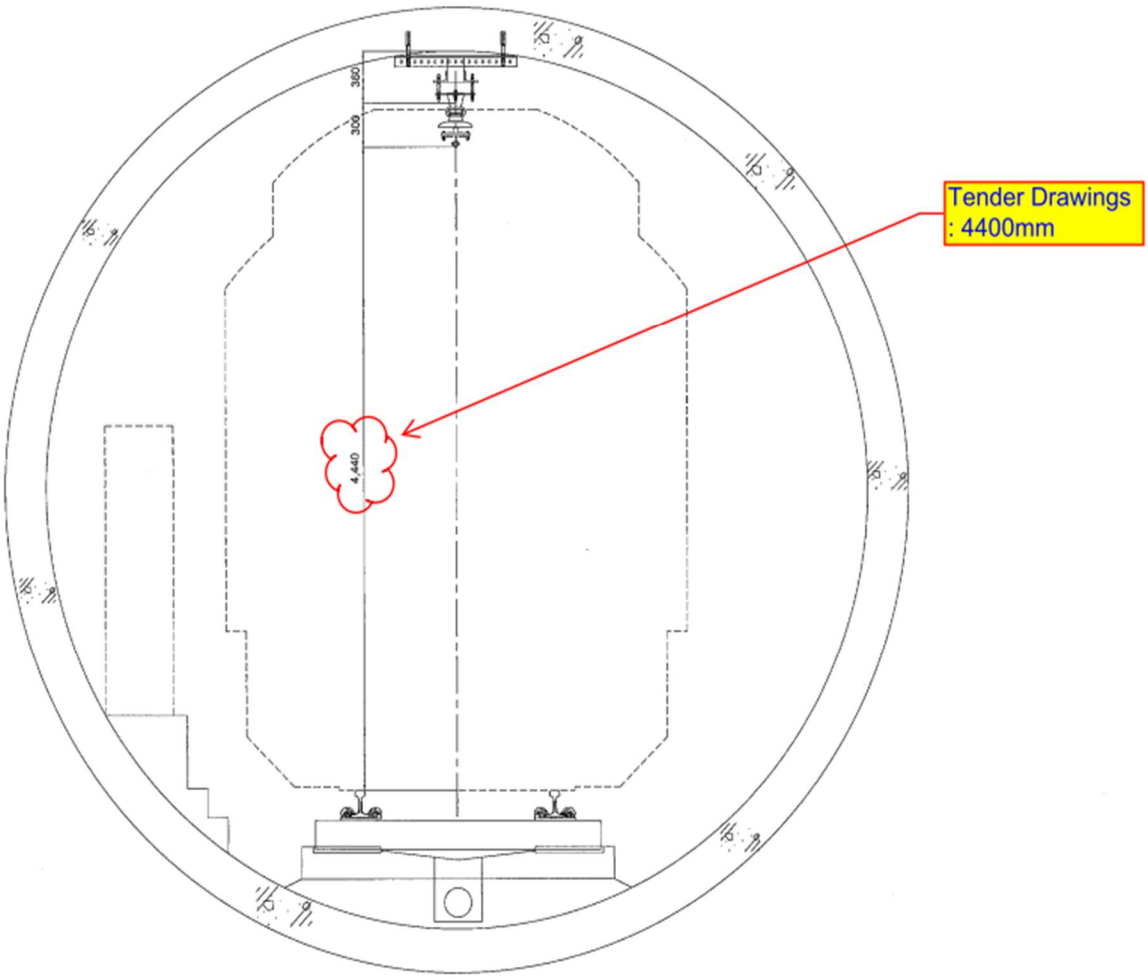


Fig-2 Cross-Section issued by CP3 Contractor

d) The Clause 9.9.12 of Outline Construction Specifications in the CP1b Tender documents stipulate the following as-built tolerances for the segmentally lined bored tunnels:

(1) The as-built position of the internal profile of segmentally lined tunnels shall not depart from their design position by more than 75 mm.

(2) The internal profile of any ring of shield-driven tunnels shall not deviate from the true circle by more than ±25 mm. That is, any internal diameter of the as-built ring shall not differ from the design internal diameter by more than ±50 mm.

3- Tunnel Alignment Vis-à-vis Track Alignment

a. The horizontal alignment of bored tunnel on a straight track will be kept to be

same as the track alignment.

b. However, to mitigate the extra clearances required on account of lean of Construction Gauge towards the inner rail (lower rail) on a canted Track on curves, the cant will be provided by raising the outer rail and suitably shifting the centre of the bored tunnel towards inside of curve and upwards. This has the same effect as assuming rotation of the Circular Tunnel about mid-point of top of inner rail resulting in shift of Tunnel centre laterally towards inside of curve and also vertically upwards, which is a standard practice of constructing Bored Tunnels on curves. The concept is illustrated in the Figure below:

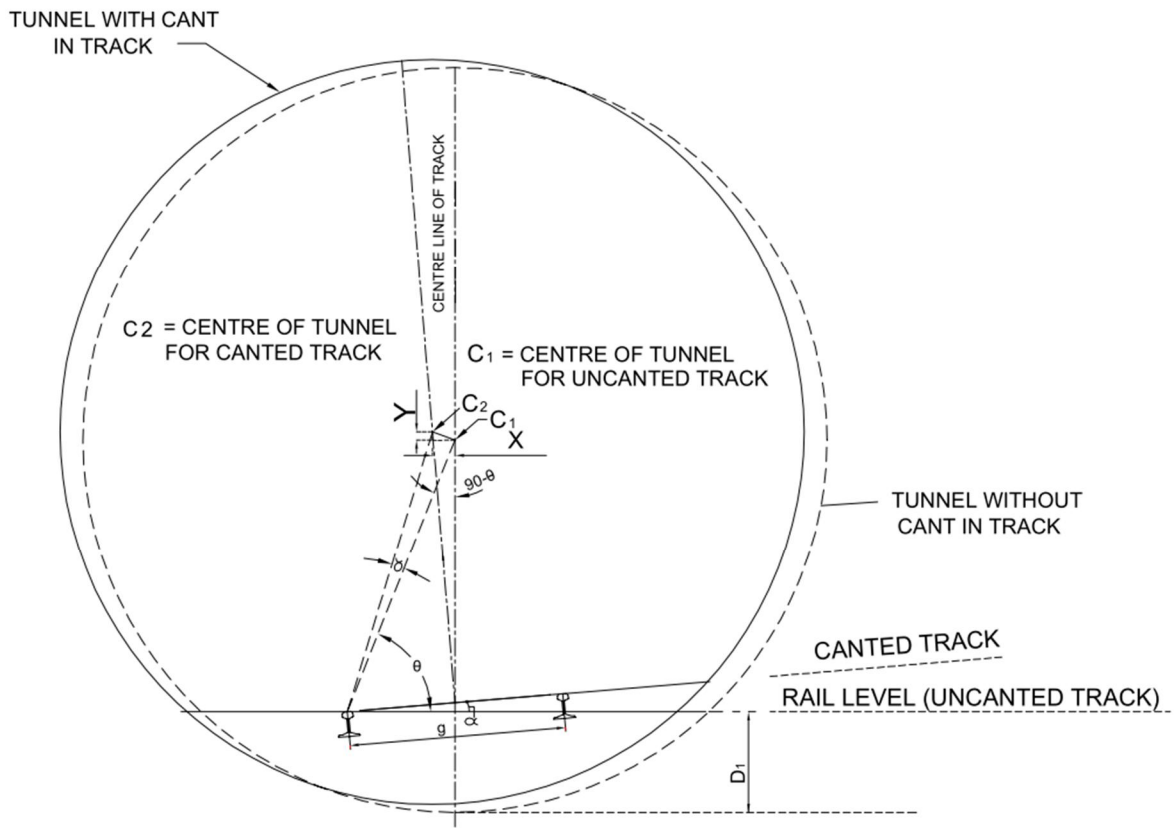


Fig-3 Concept of Tunnel Rotation on curves

The cant is provided by rotating the outer rail which will mean, rotating the tunnel about the mid-point of the top of inner rail.

On a 350m radius curve with a 100mm cant, the values of X and Y work out to be:

X= 144mm

Y= 45mm

4- Check on the adequacy of designed internal diameter of the bored Tunnel

As brought out above [para 2d(1)], the as-built position of the internal profile of segmentally lined tunnels shall not depart from their design position by more than 75mm. Therefore, if we were to draw an envelope of all the points on segmentally lined tunnels indicating the minimum distance between the points on lining and the designed centre of bored tunnel, such an envelope will have a radius of 2950mm(3025-75). In the Figure below the ROCS, Construction Gauge (as applicable on curved track) and Track are drawn. The provision of cant on a curved track will be achieved by rotating the tunnel about the mid-point of inner rail as explained in para 3(b) above.

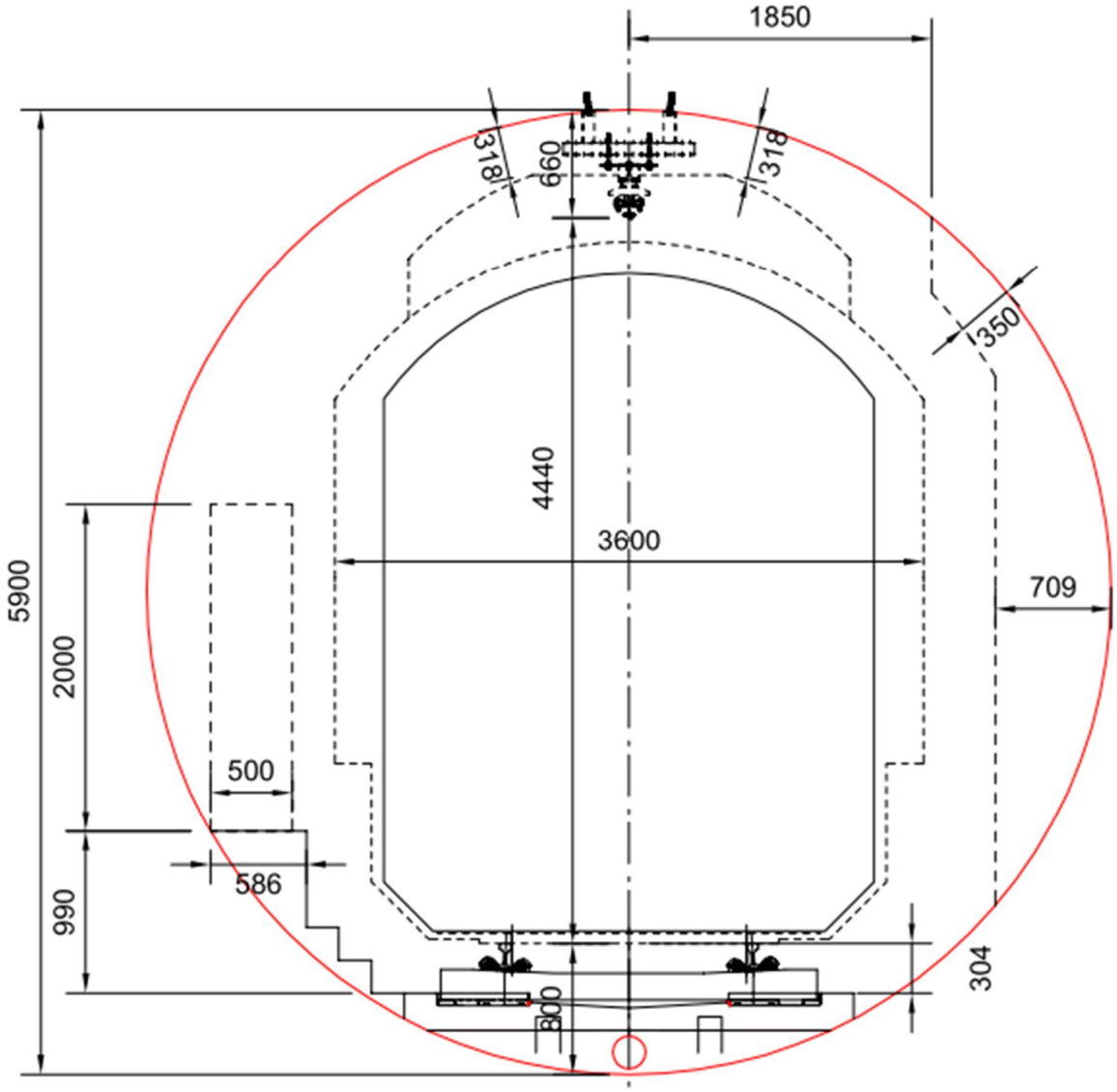


Fig-4 Space available between the Construction Gauge (on Curves) and the envelope of deviated points (from their design positions; scattered over the alignment) on tunnel Intrados

5- Conclusions

It can be seen from the above Figure that there is adequate space available on either side of Construction Gauge (as applicable on curved track) to fit-in M&E services and walkway (as

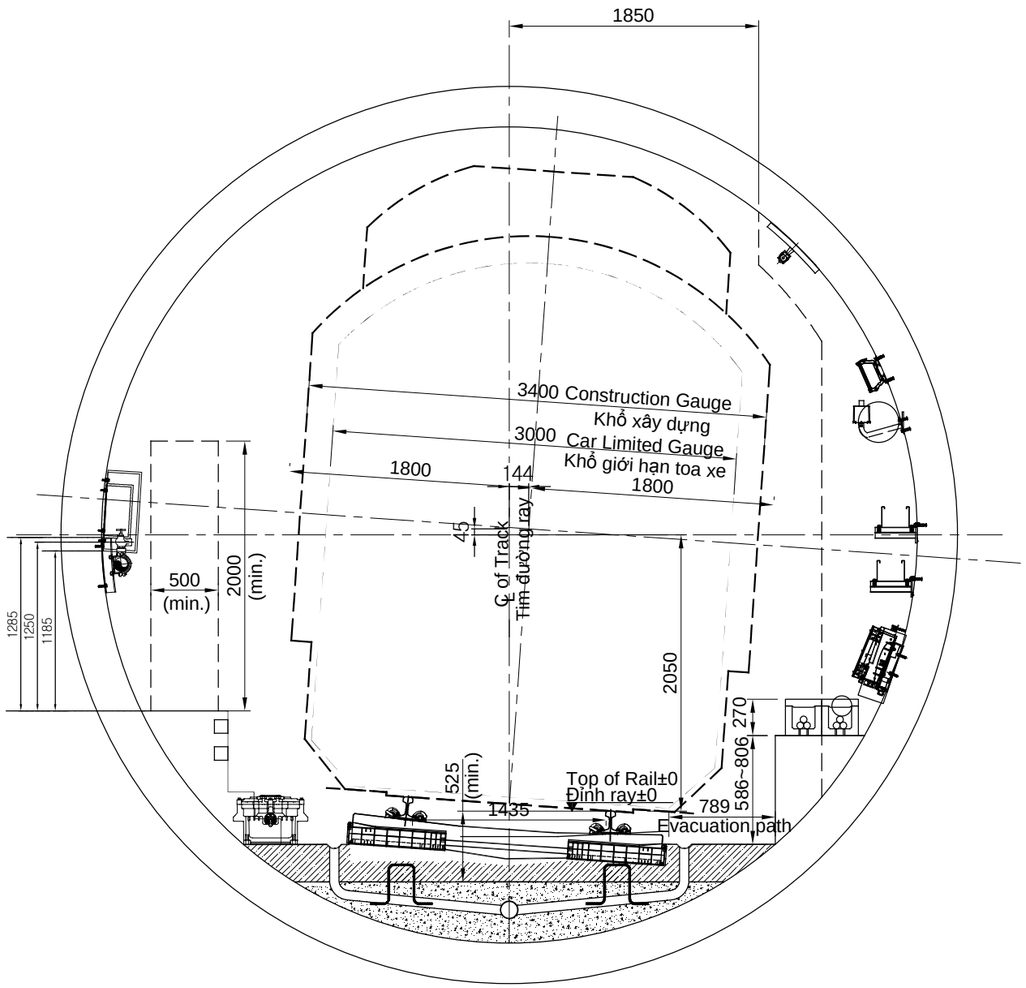
per the requirements indicated on the Employer's Drawings) subject to the following two conditions:

A. A minimum available track depth (from Rail level to tunnel invert level) of 800mm (the available track depth will vary from 800mm to 875mm along the alignment, keeping in view the specified construction tolerances) is adequate to install the track. It is pertinent to mention that the minimum available track depth would have been 840mm had the CP3 Contractor not increased the distance between ROCS contact point and TOR level by 40mm.

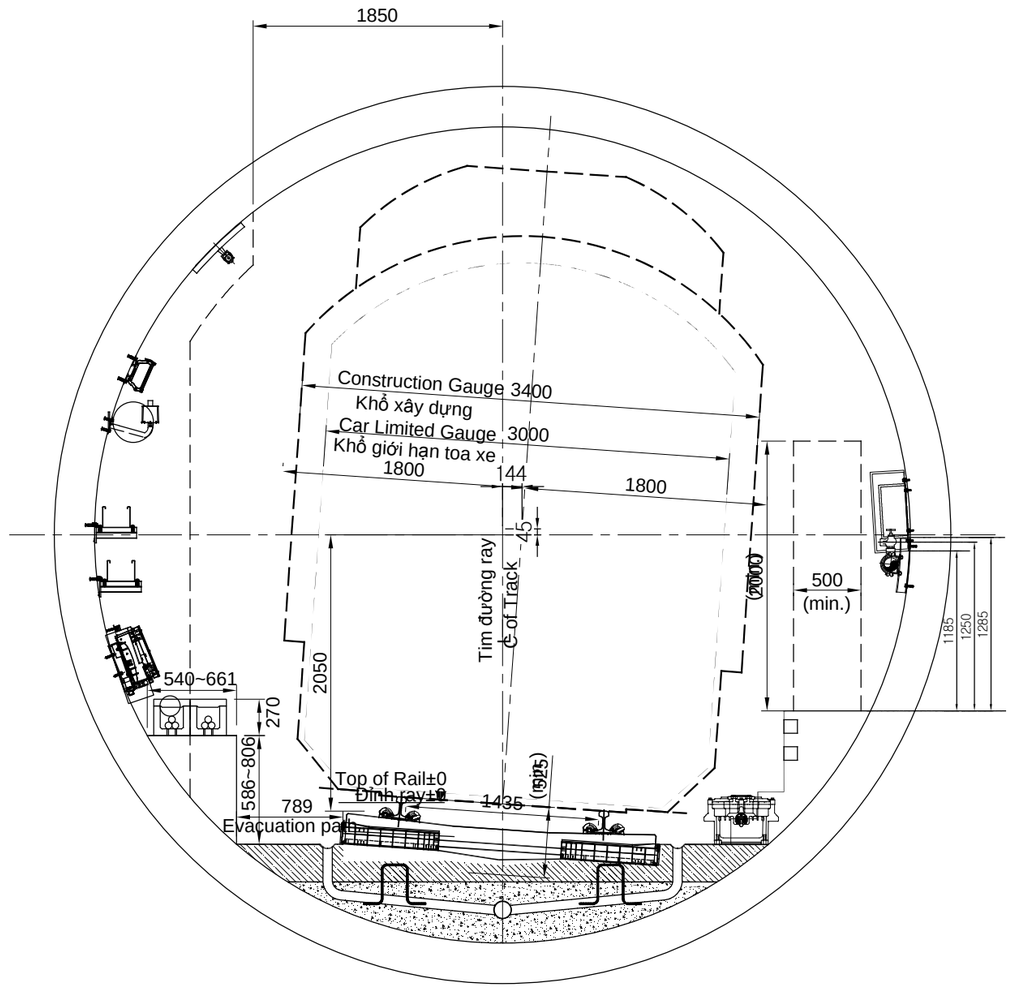
B. The distance between the theoretical designed tunnel centre and any point on the as-built intrados of segmental lining will not be less than 2950mm.

TYPICAL TUNNEL CROSS SECTION

Curve Track : R=350m



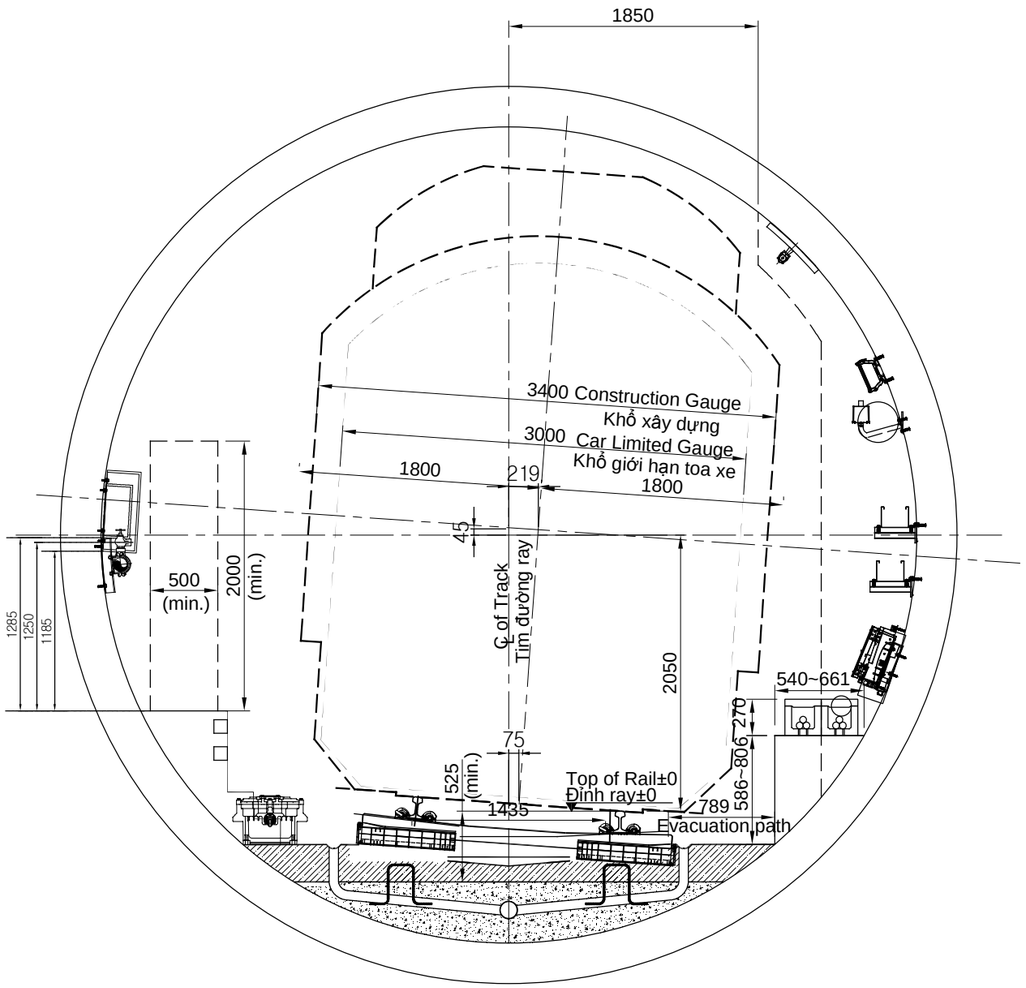
Curved Track(R=350m) Cross Section
East Boundtrack



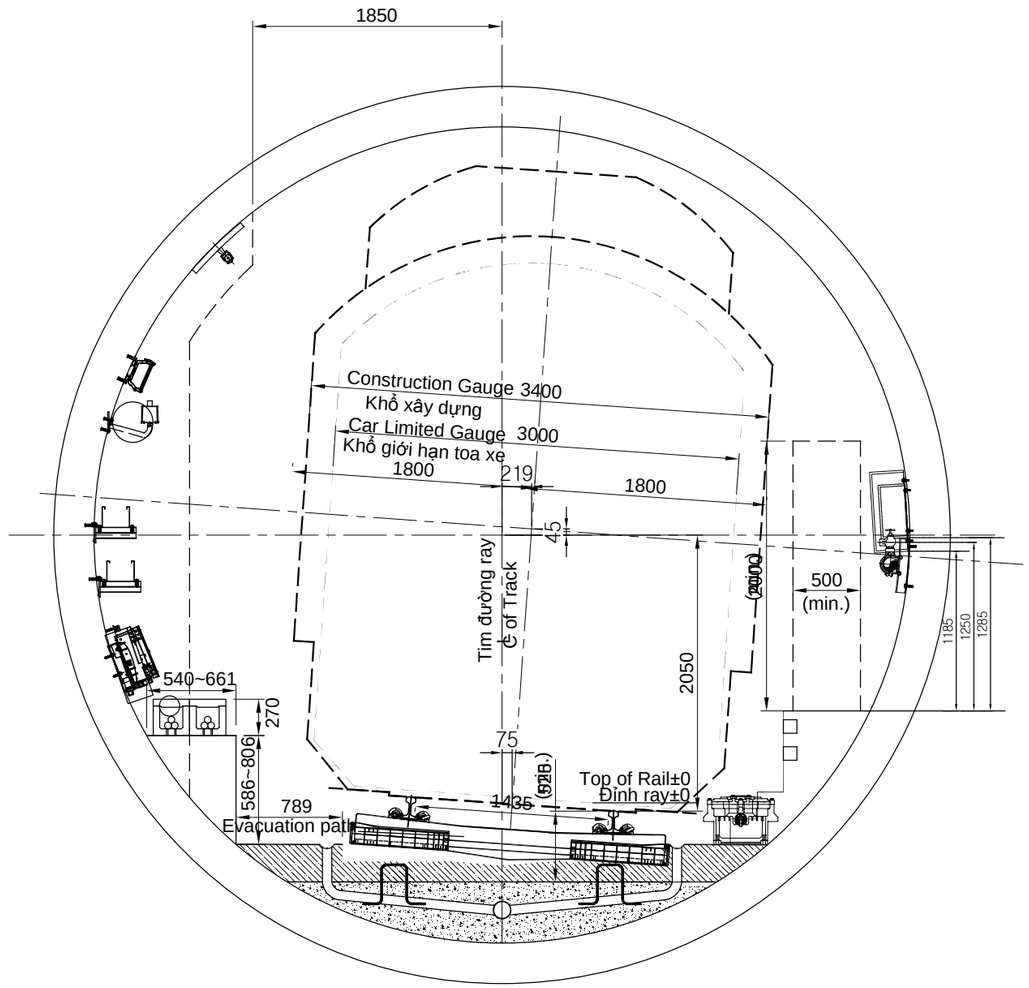
Curved Track(R=350m) Cross Section
West Boundtrack

TYPICAL TUNNEL CROSS SECTION

Curve Track : R=350m (Displacement 75mm)



Curved Track(R=350m) Cross Section
East Boundtrack



Curved Track(R=350m) Cross Section
West Boundtrack

PROJECT TITLE:	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1) Contract Package 1b: Civil (Underground Section from KM 0+615 to KM 2+360)

BORED TUNNEL SEGMENTAL LINING TECHNICAL DESIGN MANUAL

REVISION STATUS

REV. No.	DATE	DESCRIPTION	REMARKS
C	23 March 2016	THIRD ISSUE	2nd Revision
B	20 August 2015	SECOND ISSUE	Revised according to comments from NJPT
A	03 March 2015	FIRST ISSUE	First established

	PREPARED BY	CHECKED BY	APPROVED BY
NAME	Ozturk Ozgur	Kenichi Ito	Nobuyuki Kawai
SIGNATURE			
DATE	23 Mar 2016	23 Mar 2016	23 Mar 2016

TABLE OF CONTENTS

1. GENERAL 6

1.1 Standards and Codes 10

1.2 Segment Structure Conditions 10

1.3 Materials 16

1.4 Design Safety Factors 17

1.5 Segment Design Procedure 19

2. DESIGN CONDITIONS 20

2.1 Proposed Design Cross-Sections 20

2.2 Geological Conditions 23

2.3 Loading 24

3. LOAD CALCULATIONS 32

3.1 Earth Pressure, Hydrostatic Pressure, and Self-weight 32

3.2 Existing Building Structure Effect 34

3.3 Twin Shield Tunnel Construction Effect 36

4. STRUCTURAL ANALYSIS METHODOLOGY 39

4.1 Calculation of Soil Spring Constant 42

4.2 Calculation of Rotational Spring Constant 43

4.3 Calculation of Shear Springs Constant 44

5. STRUCTURAL DESIGN 44

5.1 Lining Structural Capacity Check 44

5.2 Joint Stress/Bursting Check 44

5.3 Crack Width Control and Durability 45

5.4 Bolt Checking 45

6. SEGMENT CHECK UNDER CONSTRUCTION LOADS 45

6.1 Jack Force Thrust Check (Effects of Shield Shoving) 45

6.2 Secondary Grout Checking 46

7. FLOTATION CHECKS 47

7.1 Flotation due to Hydrostatic Pressure 47

7.2 Flotation due to Soil Liquefaction 47

8. OTHER STRUCTURAL VERIFICATIONS 47

8.1 Circumferential Joint Check 47

8.2 Handling Force 47

8.3 Watertightness (Segment Seal Design) 48

8.4 Taper 48

9. SEISMIC DESIGN 49

9.1 Liquefaction Analysis 49

9.2 Seismic Transverse Analysis 50

9.3 Seismic Longitudinal Analysis 57

10. REFERENCES 61

LIST OF FIGURES

Figure 1-1 Layout Plan for the Bored Tunnel from KM 0+600 to KM 2+080 6
Figure 1-2 Segment Lining Configuration 8
Figure 1-3 Radial Joint of Segment Location (Circumferential joints of segments) 9
Figure 1-4 Circumferential Joint of Ring (Axial Joint) 9
Figure 1-5 Radial Joint of Segment (Left) and Circumferential Joint of Ring (Right) Details 9
Figure 1-6 Structure Gauge and Tolerance Concept in DSRSC-ST 10
Figure 1-7 Construction Gauge and Track Structure Dimensions 11
Figure 1-8 Typical Tunnel Cross Sections (Bored Tunnel) – Straight Section 11
Figure 1-9 Typical Tunnel Cross Sections (Bored Tunnel) (R = 350 m, CANT = 100 mm) (Left) 12
Figure 1-10 Typical Tunnel Cross Sections (Bored Tunnel) (R = 350 m, CANT = 100 mm) (Right) 12
Figure 1-11 Method of Stacking On Site and Stocking Yard 13
Figure 1-12 K-Segment Installation Direction 14
Figure 1-13 Sealing arrangement for watertightness 15
Figure 1-14 Sealing arrangement for watertightness with key-lock 15
Figure 1-15: Design Principles for Linear Analysis 18
Figure 1-16: Design Principles for Non-linear Analysis 18
Figure 1-17 Segment Design Procedure 19
Figure 2-1 Location of Critical Sections 20
Figure 2-2 Geological Cross Sections A-A at Chainage (1+400) 21
Figure 2-3 Geological Cross Sections B-B at Chainage (0+860) 21
Figure 2-4 Geological Cross Sections C-C at Chainage 0+980 22
Figure 2-5 Water Pressure (after DSRSC-ST) 28
Figure 2-6 Vertical and lateral earth pressure acting on the tunnel (after Figure 9 DSRST-ST) 29
Figure 3-1 Additional effective normal stress acts from PLAXIS (top) acts as Building Load in SAP2000 structural model (bottom) 35
Figure 3-2 Geological section B-B at CH0+860 (Maximum building load) 35
Figure 3-3 Geological section C-C at CH0+980 (Maximum unbalanced building load) 36
Figure 4-1 Structure Model Segment Rings (Beam - Spring Model) 39
Figure 4-2 SAP2000 Model Layout 40
Figure 4-3 Standard Polar Coordinates 40
Figure 4-4 Schematic Views of Segment Arrangement 41
Figure 4-5 Ground Interaction/Subgrade Reaction Model (after Figure 4 DSRSC-ST) 42
Figure 4-6 Rotational Spring and load eccentricity ratio relationship 43
Figure 6-1 Secondary Grout Pressure Cases a and b in SAP2000 model. 46
Figure 8-1: Flow Chart for the Design of Sealing Strip 48
Figure 9-1 Longitudinal geological section of the TBM tunnel 49
Figure 9-2 Ground response displacement applied to tunnel model 50
Figure 9-3 Shear wave velocity of clay and sand in borehole ABH-10 51
Figure 9-4 Dynamic curves (after EPRI, 1993) 52
Figure 9-5 Dynamic curves 52
Figure 9-6 Input motion adopted 53
Figure 9-7 Longitudinal seismic analysis of tunnel 58

LIST OF TABLES

Table 1-1: General Conditions of Tunnel 6
Table 1-2: TBM Lining Design Criteria (No Secondary Lining) 7
Table 1-3: Precast Concrete Properties (after DSRSC-ST, JRTRI) 16
Table 1-4: Reinforcement Steel Properties (after DSRSC-ST, JRTRI) 16
Table 1-5: Bolt Characteristic Properties (after DSRSC-ST, JRTRI) 16
Table 1-6: Nominal Standard for Material Factor 17
Table 1-7: Nominal Standard for Member Factor - Concrete Segment 17
Table 1-8: Nominal Standard for Load Factor - Concrete Segment 17
Table 1-9: Nominal Standard for Structure Factor and Structural Analysis Factor 17
Table 2-1: Critical sections A-A, B-B and C-C Summary 21
Table 2-2: Selection of Critical Sections for Detailed Structural Analyses. 22
Table 2-3: Reference Bore Hole for TBM Launching Shaft 23
Table 2-4: Recommended parameters for soil at Ba Son Station and Opera House Station 23
Table 2-5: Load Combination and Load Factor for Full Overburden Pressure Tunnel 25
Table 2-6: Load Combination and Load Factor for Loosening Earth Pressure Tunnel 26
Table 2-7: Load Combination and Load Factor for Segment Handling and Joint Checking 27
Table 2-8: Load Summary of Dead Load and Superimposed Load 27
Table 2-9: Design Ground Water Level for the Upper Aquifer for the project of HCMC Metro (CP-1b) 28
Table 2-10: Evaluation Strength Constants Soil Used to Calculate Loosening Earth Pressure 29
Table 2-11: The coefficient of lateral earth pressure **λ** 31
Table 3-1: East Bound Tunnel (EBT) Basic Design Loads 32
Table 3-2: West Bound Tunnel (WBT) Basic Design Loads 33
Table 3-3: Face Pressure of WBT at Different Tunnel Chainage 38
Table 4-1 Value of Soil Reaction Coefficient × Tunnel Radius in the Full Circumference Spring Model (in 103 kN/m^2) 42
Table 4-2: Applied Soil Spring Coefficients 42
Table 9-1 Soil profile at the 4 sections 53
Table 9-2 Soil parameters of Section A – WBT 54
Table 9-3 Soil parameters of Section A – EBT 55
Table 9-4 Soil parameters of Section B 56
Table 9-5 Soil parameters of Section C 57

1. GENERAL

Design Manual is the summary of the design principles, procedures and methodologies introduced in the "Bored Tunnel Design Report" developed by AECOM Pte. Ltd for the detailed design of permanent works for Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project (Line1) - Contract Package (CP) 1b bored tunnels. Twin bored tunnels under this contract commence from Chainage 0+805 (end of Opera House station) to Chainage 1+586 (start of Bason station) (Figure 1-1). The total length of each tunnel is approximately 780 m. The present ground surface in the area is relatively flat, ranging from 1.7 m E.L. to 2.4 m E.L. In Bason Station area the twin tunnels are located next to each other (their alignment is parallel); in the area of the Opera house East-Boundtrack tunnel is situated under the West-Boundtrack tunnel, forming a stacked profile. The maximum and minimum overburden is about 22.3 m and 8.7 m respectively. Details of the proposed structures are presented in Table 1-1, design criteria are listed in Table 1-2.

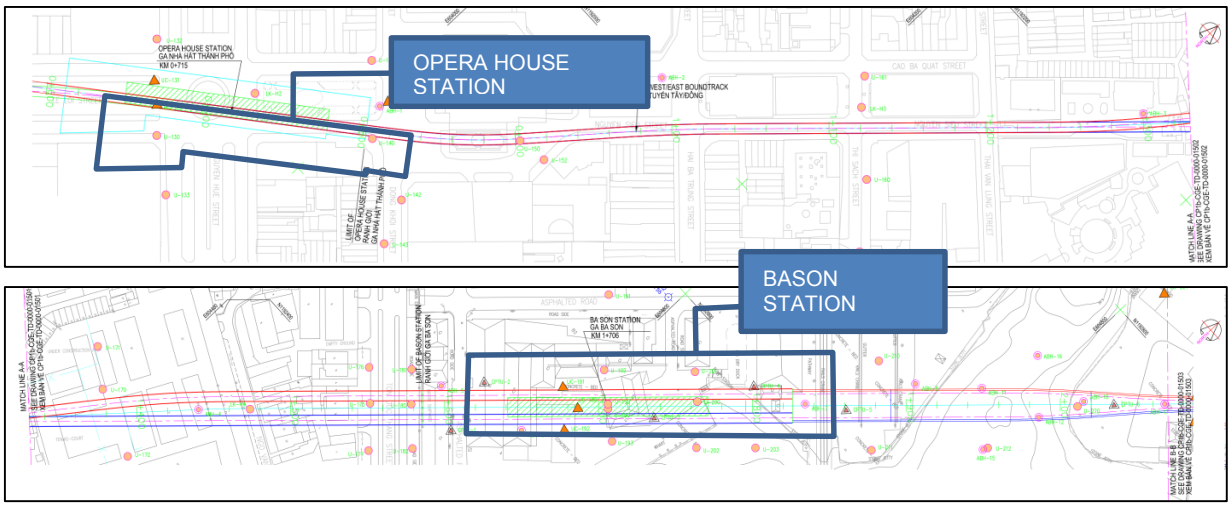


Figure 1-1 Layout Plan for the Bored Tunnel from KM 0+600 to KM 2+080

Table 1-1: General Conditions of Tunnel

Item	Description	West Bound (WBT)	East Bound (EBT)
Main Design Conditions	Tunnel Type	TBM Bored Tunnel (details given in Table 1-2)	
	Single or Double Track?	Single Track (Upper Track)	Single Track (Lower Track)
	Length (m)	780	780
	Soil Cover (m)	9.0 ~ 8.7	22.3 ~ 8.7
	Min. Radius (m) and Max. Gradient	Curved track R = 350 m, CANT = 100 mm	
Tunnel Location and Limitations	Land condition at tunnel location	Road and Buildings	
	Road type	City roads and streets	
	Utilities	Refer to the Utilities Subsidence Report	
Geological conditions	Soil condition above tunnel	Alluvium fill, clay and sand	
	Soil condition at tunnel section	Sand	
	GWL	+3.12 m EL (flood, 300 yrs. return period Ground Surface (high water level) -1.93 m EL (low groundwater level)	
	Cutter face Stability	Soft soil	
Site Constraints, Limitations	Foundation of Buildings	Refer to Building Foundation Records.	
Environmental Conditions	Settlement Limitations	10 mm for Opera House, 20 mm for Other Structures Refer to DOC/1B/T/BTN/GEO/DR/3100/-	

Table 1-2: TBM Lining Design Criteria (No Secondary Lining)

Tunnel Type		Bored Tunnel
Tunnel length (m)		780 m x 2 Tunnels
Segment Lining	Type	5 standard length segments plus 1 key segment.
	Outer Diameter	6.65 m
	Inner Diameter	6.05 m
	Thickness	0.3 m
	Lining Width	1.2 m
	Min. Concrete Cover	40 mm
	Segment Joints	2 curved bolts per segment joint; and 2 hydrophilic water sealing.
	Ring Joint (Longitudinal Direction)	16 bent bolts per ring; 2 hydrophilic water sealing; and 1 concrete key-lock along the joint.
Structural Analysis Model		Two-Beam-Ring Model in accordance with DSRSC-ST.

The proposed tunnel segment lining has an internal diameter of 6.05 m and a thickness of 300 mm. The 1200-mm wide segmental lining system is a 5+1 system, which consists of 3 regular, 2 counter key and 1 key segments. This arrangement has been used successfully worldwide.

The internal tunnel diameter of 6050 mm is defined by outline design specifications with allowance for various tolerances. The lining thickness of 300 mm is adopted to satisfy the structural requirement to resist external loads on the lining. In order to facilitate negotiation of vertical and horizontal curves, the segmental lining ring will be tapered in width. A combination of Left Hand Taper Ring and Right Hand Taper Ring will be rotated to make the taper act in the direction to produce the design alignment of the tunnels and to correct deviations from the proposed alignment. The proposed taper amount is 38 mm which can cater for 350 m radius of curvature. In addition, straight ring will use for straight portion alignment.

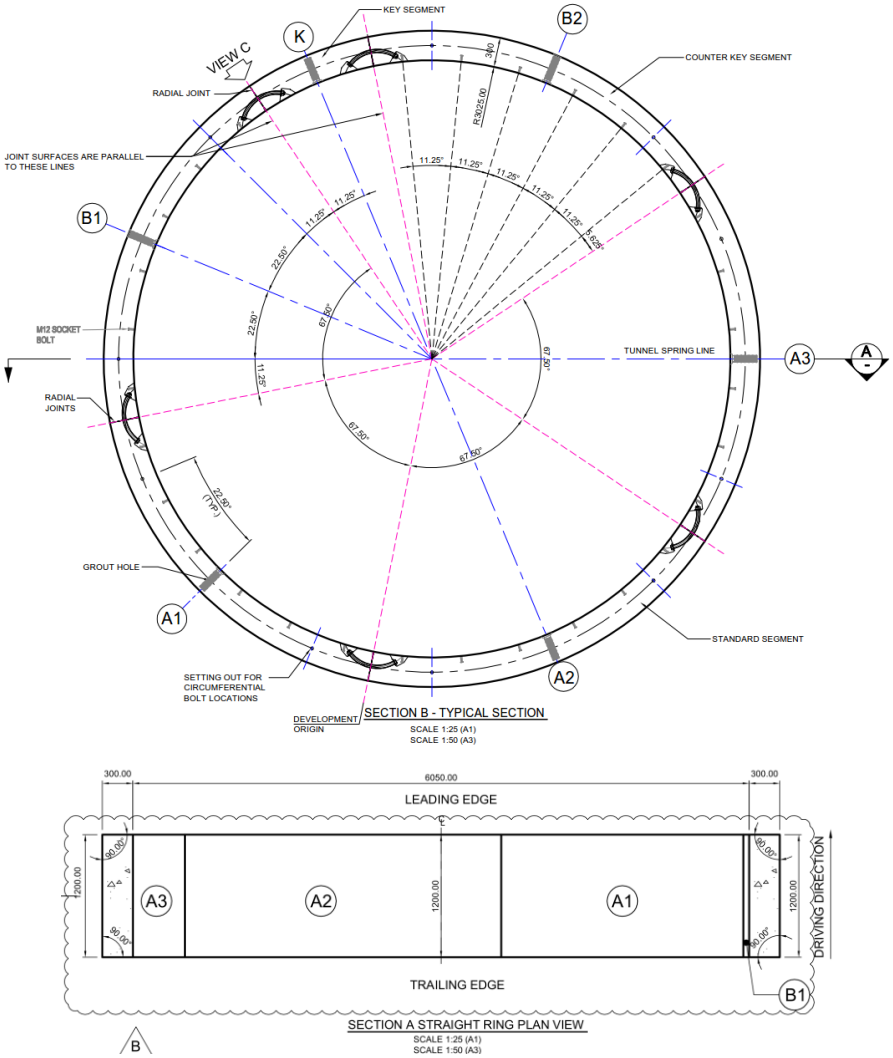


Figure 1-2 Segment Lining Configuration

The radial joint of segments and circumferential joint of rings (also named segment and ring joints respectively) are flat face joints. Two curve bolts at each radial joint between segments within a tunnel ring per joint will be provided. Circumferential connections between rings consist of bolts at 22.5 degrees intervals. Each segment has three circumferential bolts except for the key segment, which has one bolt.

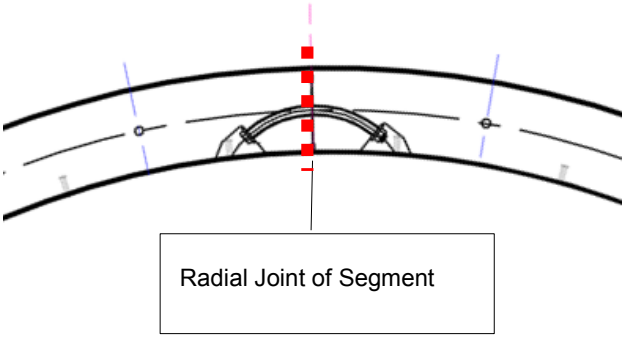


Figure 1-3 Radial Joint of Segment Location (Circumferential joints of segments)

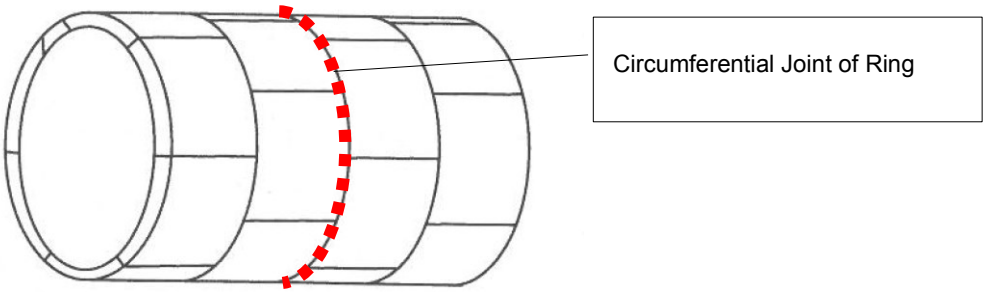


Figure 1-4 Circumferential Joint of Ring (Axial Joint)

Hydrophilic rubber will be provided both sides of the segment to ensure water tightness (see Figure 1-5). Key – lock will be provided along circumferential joints only as shown in the figure below:

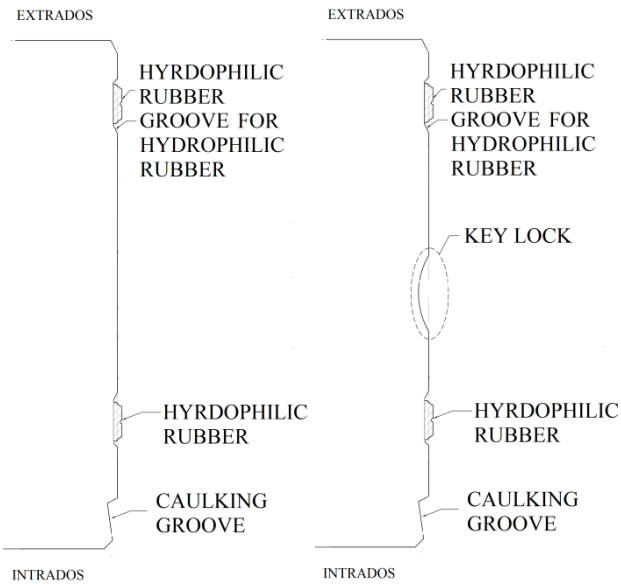


Figure 1-5 Radial Joint of Segment (Left) and Circumferential Joint of Ring (Right) Details

1.1 Standards and Codes

All design work complies with the appropriate current Japanese codes. Where there are different criteria for design, stated in the Contract Document, Standards, Codes of Practice or relevant statutory regulations, principally Contract Document Vol.4 Outline Design Specification for Contract Package-1b (CP1b), prevails followed by Standards and Codes listed below being the first one having priority. Any other relevant codes of practice shall be referenced, as and when necessary.

- Design Standards for Railway Structures and Commentary-Shield Tunnel (DSRSC-ST) – by Japan Railway Technical Research Institute (JRTRI), 2002.
- "Standard Specifications for Concrete Structures – Design", No. 15 of Guidelines for Concrete by Japan Society of Civil Engineers (JSCE), 2007.
- Standard Specifications for Tunneling (JSCE), 2006: Shield Tunnels.

1.2 Segment Structure Conditions

The tunnel shall comprise two separate rail tubes, each for one rail track. Each rail track shall be capable of operation in either direction in case of emergency, maintenance. Details of the required structure gauge and emergency walkway together with necessary spacing for E&M equipment are shown on Employer`s tender drawings (drawing nos. 1/GW/2007 (1/2 and 2/2), 1/GW/2008)). In addition, necessary tolerances are checked in accordance with Design Specification and DSRSC-ST. The structure meets all the as-built tolerances found in the code found in clause 9.9.12 Vol.4 Outline Design Specification for Contract Package-1b. In general the as-built segmental lining shaft or tunnel shall conform to the tolerances noted below. The Contractor may propose alternative tolerances as part of his design submission.

(1) The as-built position of the internal profile of segmental lining tunnels shall not depart from their design position by more than 75 mm.

(2) The internal profile of any ring of shield-driven tunnels shall not deviate from the true circle by more than ±25 mm. That is, any internal diameter of the as-built ring shall not differ from the design internal diameter by more than ±50 mm.

(3) The plane of the leading face of each ring, including a taper ring, shall not depart at any point from the plane surface by more than ±6 mm.

(4) Steps between abutting segments shall not be greater than ±5 mm.

(5) The roll of adjacent circle joint bolt holes shall not be greater than ±5 mm; the maximum total allowable bolt hole roll of any ring is ±40 mm from the design position.

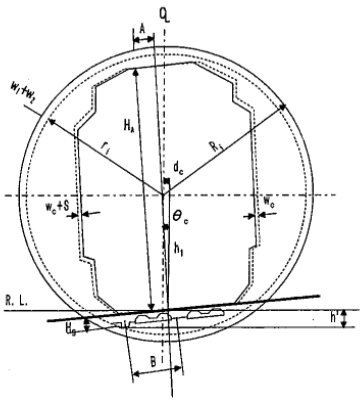


Figure 1-6 Structure Gauge and Tolerance Concept in DSRSC-ST

For East and West Bounds, minimum horizontal circular curve radius is 350m. The related structure gauge cross sections for straight and curve alignment are given below:

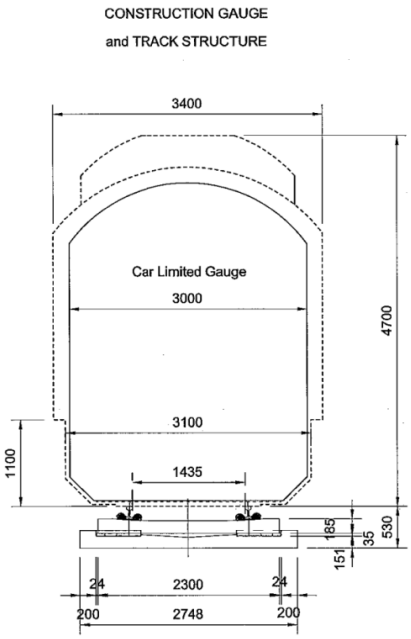


Figure 1-7 Construction Gauge and Track Structure Dimensions

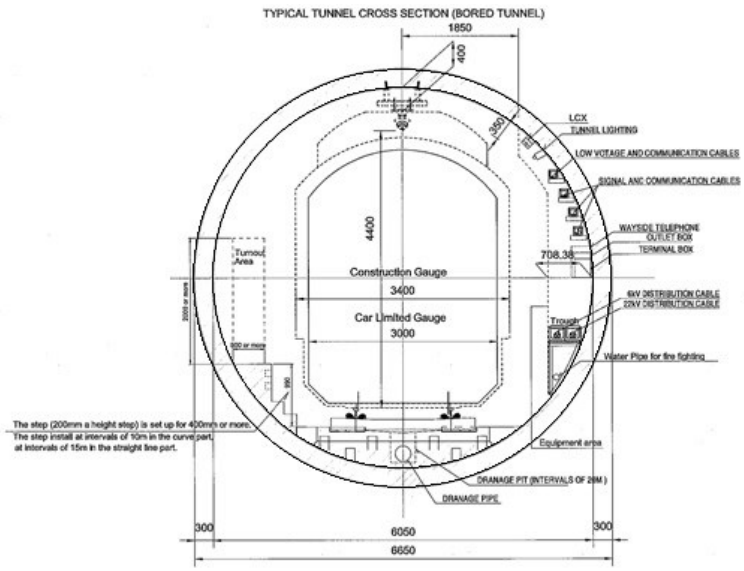


Figure 1-8 Typical Tunnel Cross Sections (Bored Tunnel) – Straight Section

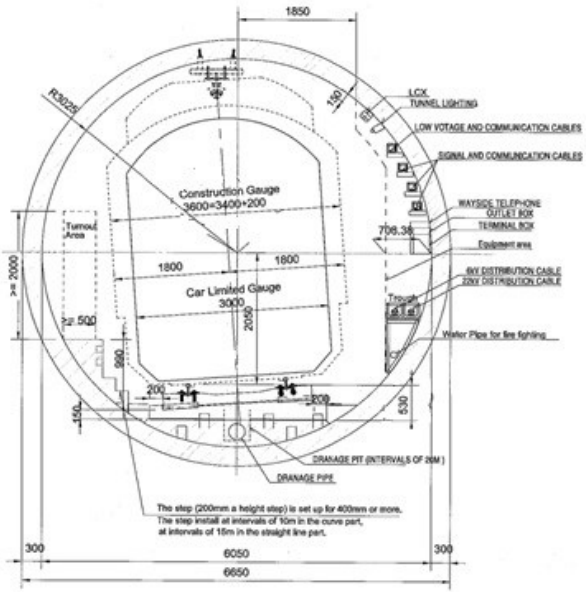


Figure 1-9 Typical Tunnel Cross Sections (Bored Tunnel) (R = 350 m, CANT = 100 mm) (Left)

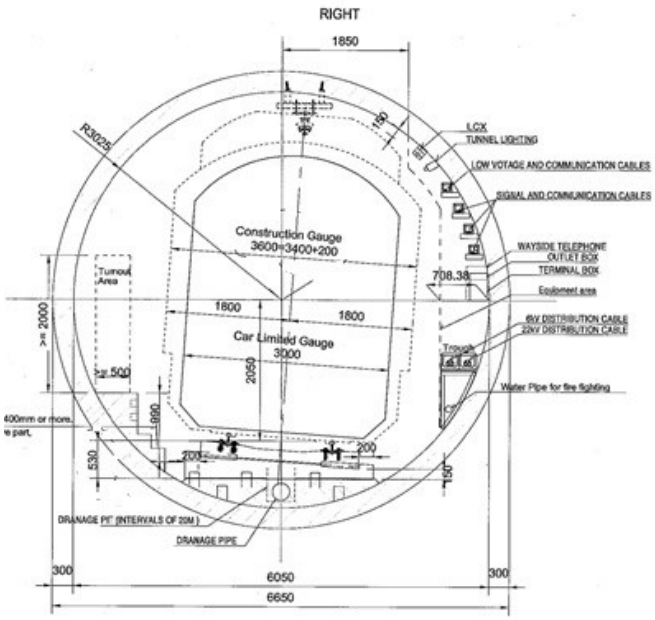


Figure 1-10 Typical Tunnel Cross Sections (Bored Tunnel) (R = 350 m, CANT = 100 mm) (Right)

As it can be seen from above cross sections, tunnel inner dimensions accommodate required E&M, walkway and necessary tolerances.

It is important to consider whole process of tunnel lining, from production & transportation. Accordingly, necessary design checks were considered and specific issues are assessed above to provide safe and robust design. Some of the process and design concept are demonstrated below:

i. Transportation and Handling

In the design, transportation and stocking, handling of segments have been considered accordingly, discussed with construction team.

The design considered below methods:

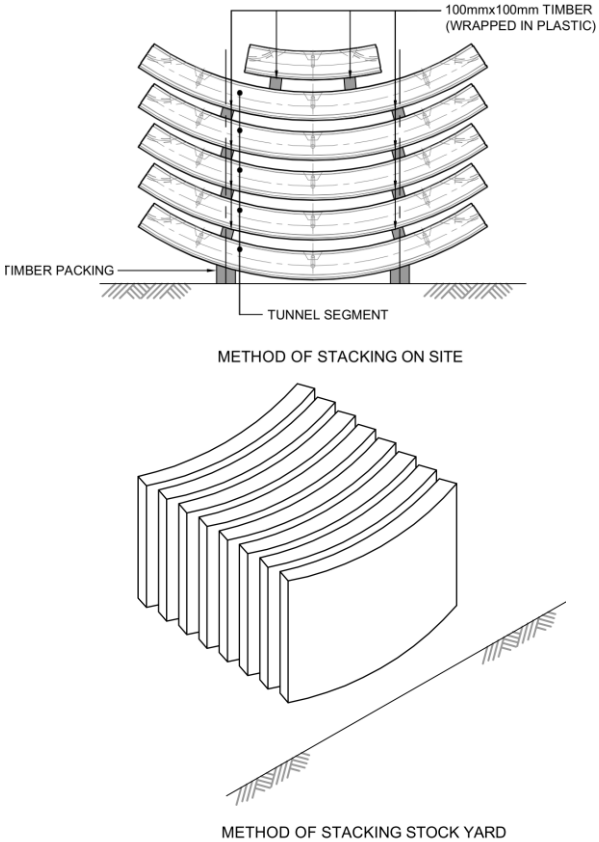


Figure 1-11 Method of Stacking On Site and Stocking Yard

ii. Direction of Key Segment installation

In order to have more robust design and construction, Key Segment installation is selected in the longitudinal direction as shown below (b). Japanese codes mention that if the Key segment is not installed in the radial direction or if segment is not consisting of thin skin plate, backfill grouting pressure is not considered to be critical. However, to be on the safe side necessary checks have been conducted.

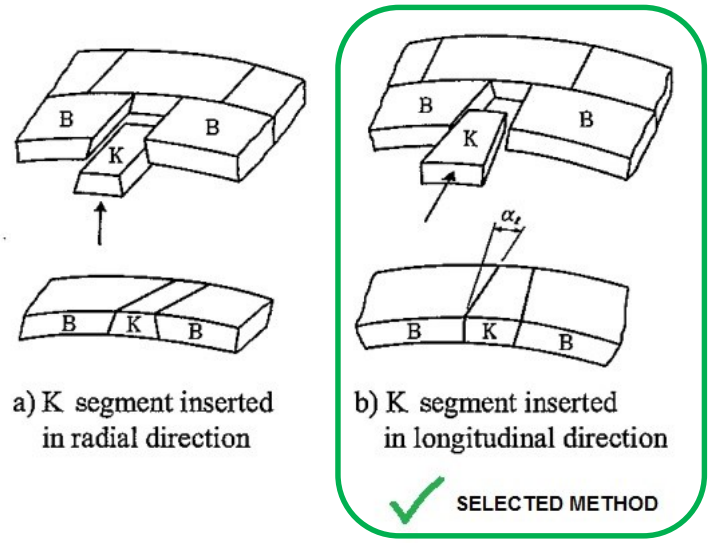


Figure 1-12 K-Segment Installation Direction

iii. Increasing Watertightness

Considering the ground conditions, GWL and long-term land subsidence which is expected in HCM city (although the reference reports show that District-1, project location is one of the most stable areas in HCM), two layers of hydrophilic seals were provided on the segment faces as shown below.

In Japanese codes, two layer segment seal is considered as additional (backup) measure to increase watertightness for specific projects where tunnel diameter might be very big and under high water pressure, etc. Please refer to below extracted part from the Japanese code expressing that two-layer seal is an additional countermeasure to minimize the risks.

> 一般に，シール材を１段貼付して止水対策を行う．ただし，大断面トンネル，大土被りトンネル，高水圧が作用するトンネル，内水圧が作用する水路トンネルなど，トンネルの用途や条件によってはシール材を外側だけでなく内側にも貼付し２段配置とすることがある．この場合のシール材の設計では，外側の１段目のシール材で水密性を確保したうえで，バックアップとしてそのシール材を２段貼付する場合が多い．

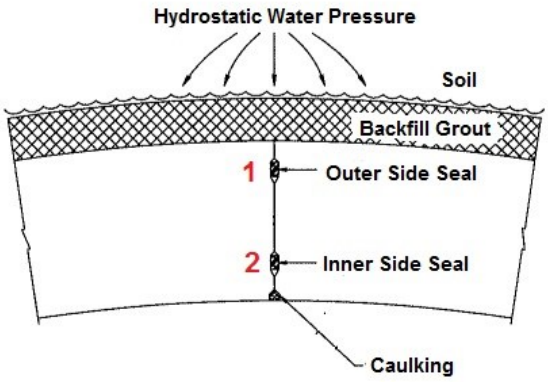


Figure 1-13 Sealing arrangement for watertightness

In order to be on the conservative side, one seal is considered in the watertightness calculations.

iv. Provision of Key-Lock between the rings to transfer shear force

Key-Lock was adopted between the rings to enable shear transfer. Structural checking of segment is carried out according to JSCE.

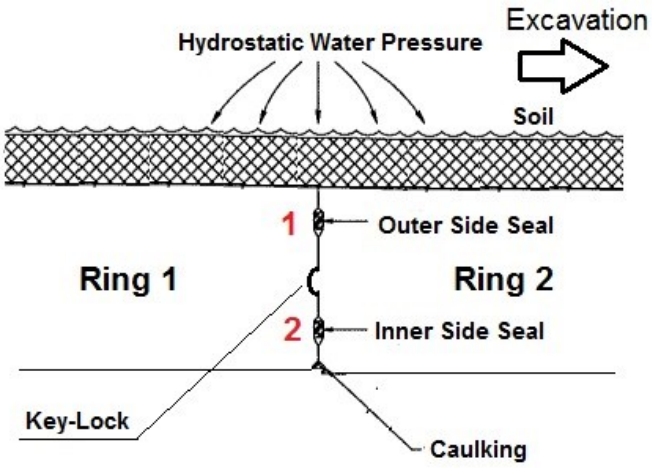


Figure 1-14 Sealing arrangement for watertightness with key-lock

1.3 Materials

The tunnel lining segment is made of precast reinforced concrete. The concrete properties are given in **Table 1-3**. The bar reinforcement

1.3.1 Precast Concrete

Table 1-3: Precast Concrete Properties (after DSRSC-ST, JRTRI)

Property	Requirement
Density γ_c	26kN/m^3
Modulus of elasticity of concrete (Short term) $E_{c,ST}$	39 kN/mm²
Poisson's ratio ν	0.17
Characteristic strength of concrete f_{ck}	48 N/mm²

1.3.2 Bar Reinforcement

Table 1-4: Reinforcement Steel Properties (after DSRSC-ST, JRTRI)

Property	Requirement
Density γ_s	7850 kg/m^3
Yield strength f_y	390 N/mm²
Modulus of elasticity E_s	210 kN/mm²

1.3.3 Bolts

Table 1-5: Bolt Characteristic Properties (after DSRSC-ST, JRTRI)

Property	Requirement
Radial & Circumferential Bolts Grade	Grade 8.8, M27
Tensile yield strength f_{yk}	660 N/mm^2
Shearing yield strength f_{vyk}	380 N/mm^2

1.4 Design Safety Factors

The design safety factors are given in Appendix 1, Volume 4 – Outline Design Specifications, Contract Package-1B: Civil, Underground Section from KM 0+615 to KM2+360, Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project. Also, design safety factors given in JSCE 2007 are adopted if not detailed in Appendix 1 of the Design Specifications.

The applied design safety factors are summarized in Table 1-6 to 1-9.

Table 1-6: Nominal Standard for Material Factor

(after Vol.4 Outline Design Specification for CP1b Appendix 1)

Limit state	Material Factor – Check factor in JSCE table II 3.1 p125			
	Concrete		Reinforcement Bar	Bolts
	Segment	Cast In Place		
ULS	1.2	1.3	1.0	1.05
SLS	1.0	1.0	1.0	1.0

Table 1-7: Nominal Standard for Member Factor - Concrete Segment

(after Vol.4 Outline Design Specification for CP1b Appendix 1)

Limit State	Member factor					
	Main Part			Segment Joint	Ring Joint	Hanging Metal Fittings
	Bending	Compression	Shear			
ULS	1.1	1.3	1.3	1.1	1.15	1.3
SLS	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Table 1-8: Nominal Standard for Load Factor - Concrete Segment

(after Vol.4 Outline Design Specification for CP1b Appendix 1)

Limit State	Load		Earth Pressure				
	Surcharge	Dead Load	Loosening Pressure	Full Overburden Pressure	Coefficient of Lateral Earth Pressure	Water Pressure	Soil Reaction Coefficient
ULS	1.1	1.0	1.3	1.05	0.9	0.9	0.9
SLS	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Table 1-9: Nominal Standard for Structure Factor and Structural Analysis Factor

(after Vol.4 Outline Design Specification for CP1b Appendix 1)

Limit State	Structure Factor	Structural Analysis Factor
ULS	1.3	1.1
SLS	1.0	1.0

Design principles for linear and non-linear analyses based on JSCE 2007 are concluded in Figures 1–15 and 1–16 (from JSCE 2007, Table C4.5.1 and Figure C4.5.3 and C4.5.3).

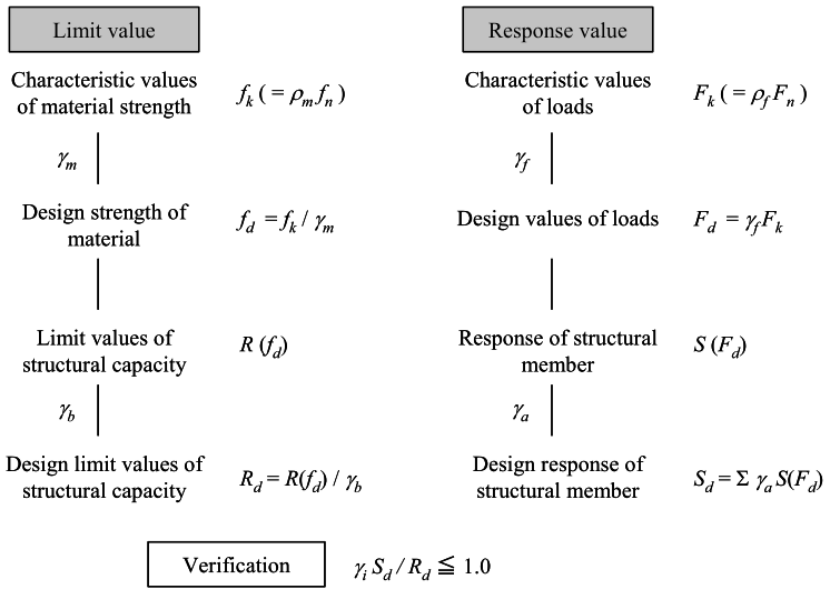


Figure 1-15: Design Principles for Linear Analysis (from JSCE 2007).

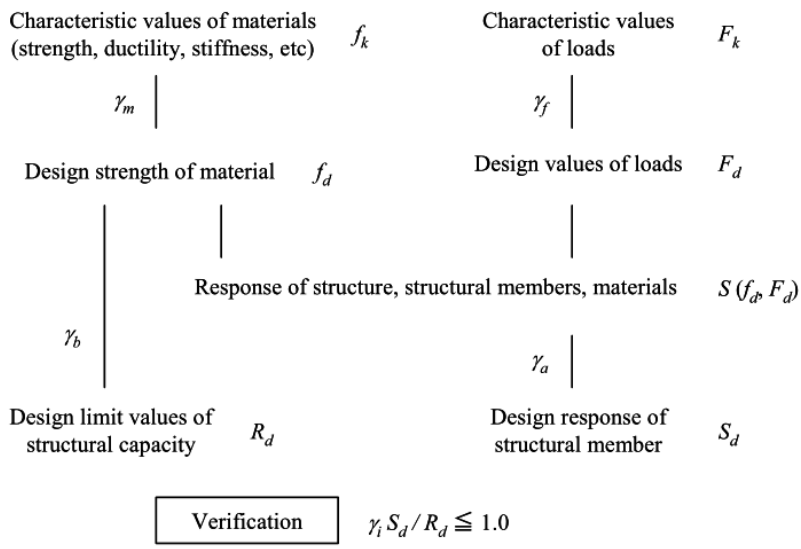


Figure 1-16: Design Principles for Non-linear Analysis (from JSCE 2007).

In this design both linear and non-linear analysis is applied.

1.5 Segment Design Procedure

The design procedure applied in this design follows the flow chart presented in Figure 1–17.

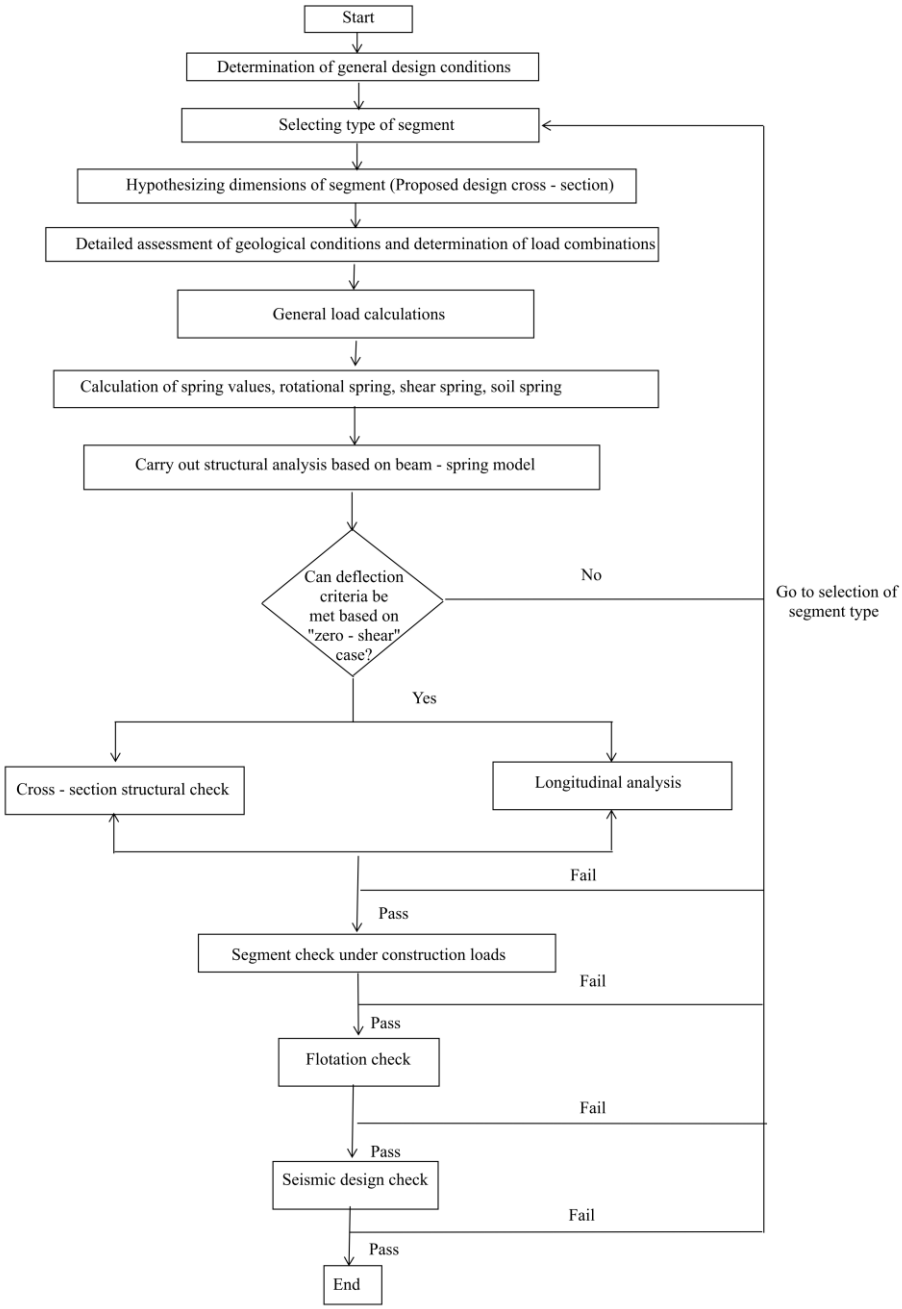


Figure 1-17 Segment Design Procedure

2. DESIGN CONDITIONS

2.1 Proposed Design Cross-Sections

Three design sections are selected (Section A-A, B-B and C-C) (Figure 2–1); some relevant features are summarized in Table 2-1.

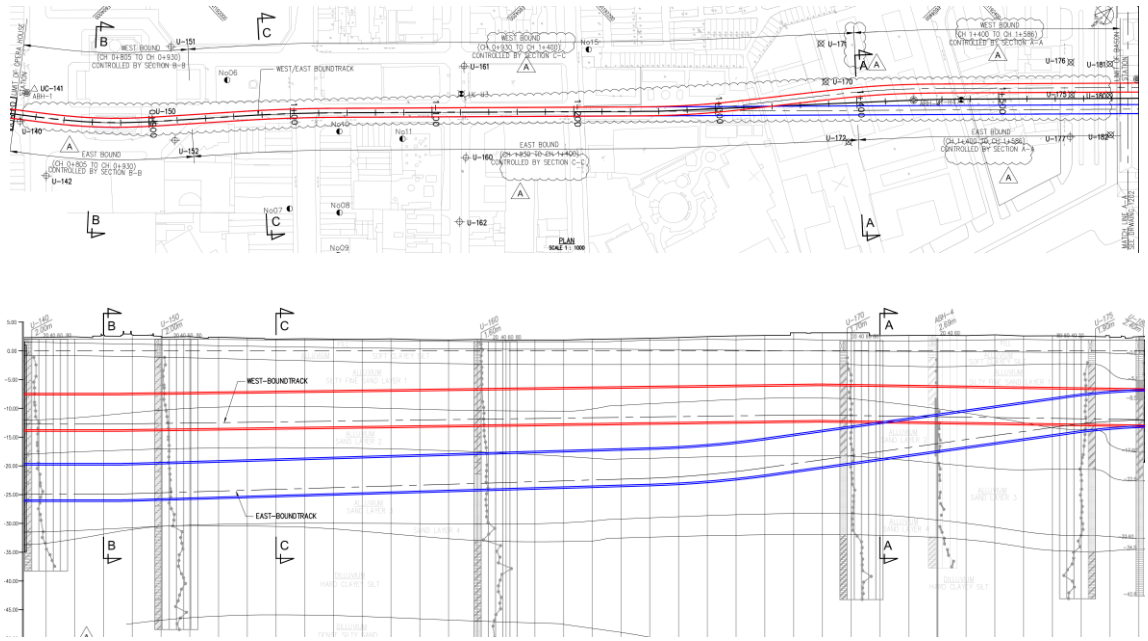


Figure 2-1 Location of Critical Sections

Table 2-1: Critical sections A-A, B-B and C-C Summary

Section	Control Chainage	Tunnel	Justification	Rail Level
A-A (KM 1+400)	CH1+400 to CH1+586	East Bound	No building load, Transition Tunnel to Parallel Tunnel	-17.79
		West Bound		-11.28
B-B (KM 0+860)	CH0+805 to CH0+930	East Bound	Maximum building load, Stagger Tunnel	-24.94
		West Bound		-12.74
C-C (KM 0+980)	CH0+930 to CH1+400	East Bound	Maximum unbalanced building load, Stagger Tunnel	-24.14
		West Bound		-12.38

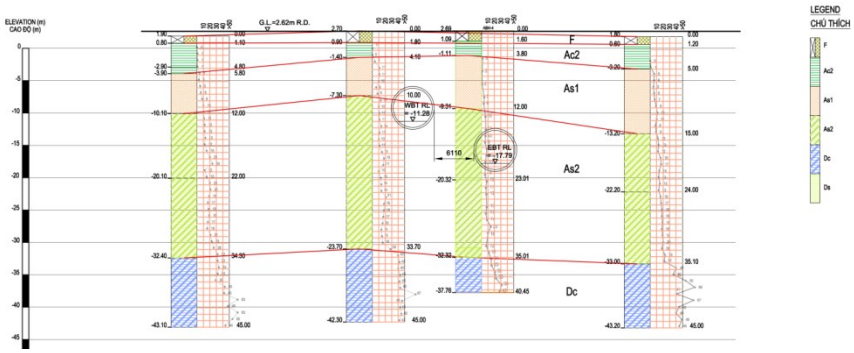


Figure 2-2 Geological Cross Sections A-A at Chainage (1+400)

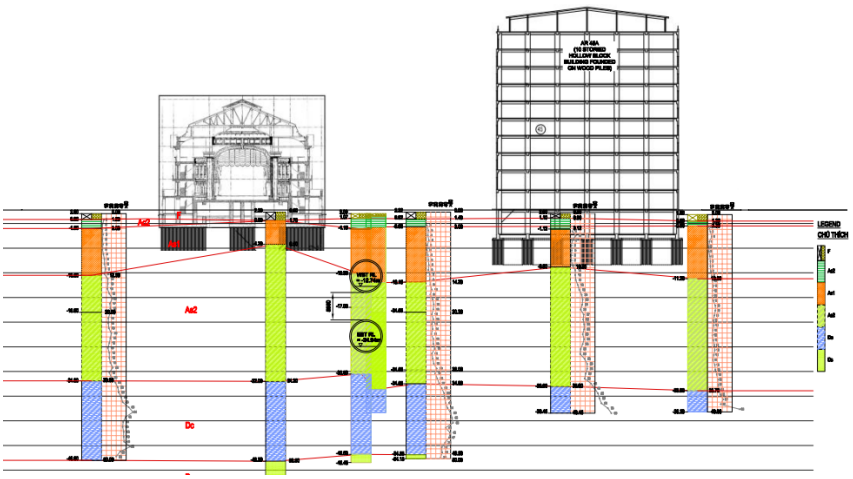


Figure 2-3 Geological Cross Sections B-B at Chainage (0+860)

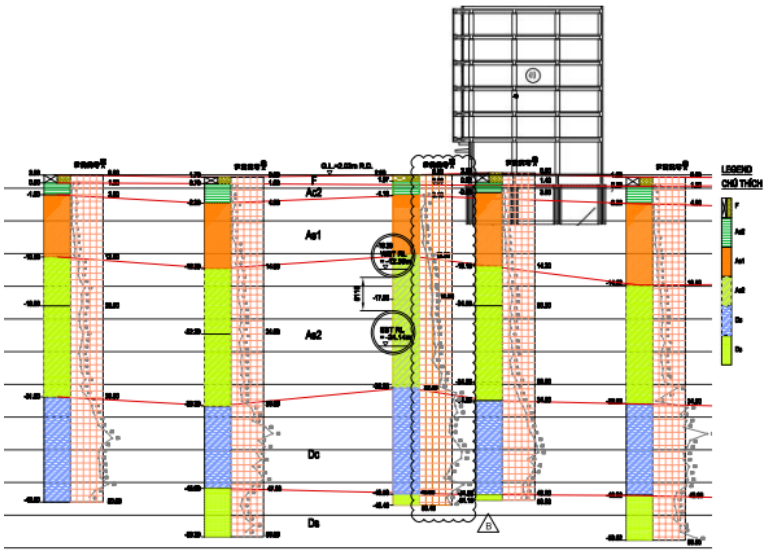


Figure 2-4 Geological Cross Sections C-C at Chainage 0+980

Based on engineering judgement, 6 critical load combinations are considered as critical.

Table 2-2: Selection of Critical Sections for Detailed Structural Analyses.

Section	A-A	B-B	C-C
WBT Low GWL	**CASE 1:** Minimum Earth Pressure- max. bending moment Minimum GWL	**CASE 2:** Minimum Earth Pressure. Minimum GWL Balanced heavy building load	**CASE 3:** Minimum Earth Pressure. Minimum GWL Unbalanced heavy building load
WBT High GWL	Low GWL is the critical than High GWL for shallow tunnel since increase of axial force due to High GWL will enhance the structure capacity of RC lining. Therefore, High GWL is not considered in shallow tunnel.		
WBT Flood GWL			
EBT Low GWL	Tunnel level in between shallowest WBT and deepest EBT, covered by other sections.	**CASE 4:** Maximum Earth Pressure Minimum GWL Balanced heavy building load	Building load is uniformly distributed in deeper ground. No unbalance effect. Thus, this case is covered by section B-B with heavier building load.
EBT High GWL		**CASE 5:** Maximum Earth Pressure. High GWL Balanced heavy building load and surcharge	
EBT Flood GWL		**CASE 6:** Maximum Earth Pressure. Maximum GWL Balanced heavy building load	

Note: Critical conditions and sections are highlighted in green.

2.2 Geological Conditions

Geotechnical Interpretative Report (Bored Tunnel) is referred for related geotechnical parameters and assumptions. Construction of bored tunnel will be commenced from Ba Son station for east bound lower tunnel first, then TBM machine will be dismantled at arriving shaft (Opera House Station) and moved backed to Ba Son station for drilling the west bound – upper tunnel.

Table 2-3: Reference Bore Hole for TBM Launching Shaft

Station	Reference Bore Holes
Ba Son Station	U-180, U-181, U-182, ABH-4
Opera House Station	U-150, U-140, U-141

The geological profile is mainly comprised of Fill, Alluvium and Diluvium materials. The first layer of soil comprises of Fill with an average depth of approximately 2 m. The next layer of Alluvium is approximately 30 m deep, which comprises of Soft Clayey Silt, Silty Fine Sand Layer 1 and Sand layer 2. Diluvium clayey silt and silty sand are found below the alluvium layer.

The recommended parameters for soil for this project are shown in Table 2-4.

Table 2-4: Recommended parameters for soil at Ba Son Station and Opera House Station

(after SMJO: *Geotechnical Interpretative Report.* Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1) Contract Package-1b: Civil, 18 August 2015).

Soil Layer		Bulk density γ (kN/m^3)	SPT - N value (Blows/30cm)#		Undrained shear strength, c_u (kN/m^2)	Effective cohesion, c' (kN/m^2)
			Range	Est. Average		
Fill		19.0	2 ~ 6	4	-	10
Alluvium	Clay Layer 2	16.5	0 ~ 14	2	10	0
	Silty Fine Sand Layer 1	20.5	1 ~ 11	5	-	0
	Sand Layer 2	20.5	6 ~ 41	15	-	0
Dilluvium	Hard Clayey Silt	21.0	18 ~ >50	34	5N	-
	Dense Silty Sand	20.5	15 ~ >50	36	-	0

Soil Layer		Effective friction ϕ' (degree)	Soil stiffness, E (MPa)	Permeability k (m/s)	Coefficient of at rest earth pressure, K_o
Fill		25	10	1.00E-06[a]	0.5 (sand) 0.7 (clay)
Alluvium	Clay Layer 2	24	$300c_u$	1.00E-09	0.8
	Silty Fine Sand Layer 1	30	2.5N	2.00E-05	0.5
	Sand Layer 2	33	2.5N	2.00E-05	0.5
Dilluvium	Hard Clayey Silt	-	*2.5N*	1.00E-08	0.5
	Dense Silty Sand	35	2.5N	*1.00E-05*	0.4

2.3 Loading

This section summarizes the general loads considered in the design of the bored tunnels linings. The design considers the load combinations (see Table 2-5 to 2-7) at each critical section. The Load Cases Combination and Design Forces used are summarized in Table 2-5 to 2-7.

The loads considered in the design of the tunnel lining are:

a. Permanent loads:
   i. Dead Load (self-weight of segments)
   ii. Earth Load
   iii. Ground water pressure
   iv. Surcharge
   v. building load
   vi. railway live load (transient load)
   vii. water sealing closure force (for minimum watertightness)

b. Loads applied during construction :
   i. primary grouting pressure
   ii. secondary grouting load
   iii. thrust force of jacks
   iv. water sealing closure force (for maximum compression force)
   v. erector and logistic loads
   vi. effect of tunnel boring in close proximity (twin tunnel effect)

c. Seismic force (LHS and RHS)

Table 2-5: Load Combination and Load Factor for Full Overburden Pressure Tunnel

(after: Vol.4 Outline Design Specification for CP1-b Appendix 1)

Load	Load Combinations											
	Serviceability Limit State				Ultimate Limit State							
	1	2	3	4	1	2	3	4	5	7	8	9
	Ground Loads and Water Pressure	Basic Building Loads	Under Construction Building Load and Effect of Adjacent Tunnel	Operation Stage Railway Load and Building Load	Basic Loads	Basic Building Loads	Under Construction Primary Grouting Pressure	Under Construction Secondary Grouting Pressure[1]	Under Construction Building Load and Effect of Adjacent Tunnel	Operation Stage Railway Load and Building Load	Seismic Load Seismic Load from LHS	Seismic Load Seismic Load from RHS
Dead Load	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Earth Load (Vertical)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05	1.05			1.05	1.05	1.05	1.05
Earth Load (Horizontal)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05*0.9[2]	1.05*0.9			1.05*0.9	1.05*0.9	1.05*0.9	1.05*0.9
Ground Water Pressure	1.00	1.00	1.00	1.00	0.9	0.9	0.90		0.9	0.9	0.9	0.9
Railway Load				1.00						1.10	1.10	1.10
Primary Grout Pressure							0.90					
Secondary Grout Pressure								1.10				
Building Load		1.00	1.00	1.00		1.10			1.10	1.10	1.10	1.10
Seismic Load (LHS)											1.00	
Seismic Load (RHS)												1.00
Effect of Adjoining Tunnel			1.00						1.00			

Table 2-6: Load Combination and Load Factor for Loosening Earth Pressure Tunnel

(after Vol.4 Outline Design Specification for CP1b Appendix 1)

Load	Load Combinations											
	Serviceability Limit State				Ultimate Limit State							
	1	2	3	4	1	2	3	4	5	7	8	9
	Ground Loads and Water Pressure	Basic Building Loads	Under Construction	Operation Stage	Basic Loads	Basic Building Loads	Under Construction			Operation Stage	Seismic Load	Seismic Load
			Building Load and Effect of Adjacent Tunnel	Railway Load and Building Load			Primary Grouting Pressure	Secondary Grouting Pressure[3]	Building Load and Effect of Adjacent Tunnel	Railway Load and Building Load	Seismic Load from LHS	Seismic Load from RHS
Dead Load	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Earth Load (Vertical)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30	1.30
Earth Load (Horizontal)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30*0.9[4]	1.30*0.9			1.30*0.9	1.30*0.9	1.30*0.9	1.30*0.9
Ground Water Pressure	1.00	1.00	1.00	1.00	0.9	0.9	0.90		0.9	0.9	0.9	0.9
Railway Load				1.00						1.10	1.10	1.10
Primary Grout Pressure							0.90					
Secondary Grout Pressure								1.10				
Building Load		1.00	1.00	1.00		1.10			1.10	1.10	1.10	1.10
Seismic Load (LHS)											1.00	
Seismic Load (RHS)												1.00
Effect of Adjoining Tunnel			1.00						1.00			

Table 2-7: Load Combination and Load Factor for Segment Handling and Joint Checking

(after DSRSC-ST section 9.8 and Vol.4 Outline Design Specification for CP1b Appendix 1)

Load Case	1 Segment Demoulding Check	2 Segment Stacking Check	3 Lifting of Segment Lining	4 Circumferential Joint Check (TBM Shoving Force)	5 Spalling of Joint	6 Bolt Capacity Check to Compress Gasket	7 Radial Joint Check
Dead Load	1.50	1.50	1.50				Force envelope from structural model results (ULS)
Primary Grout Pressure							
Secondary Grout Pressure							
Thrust Force of Jacks				1.10			
Gasket Closure Force					1.30 (Force envelope from Gasket Design)	1.00 (Force envelope from Gasket Design)	

2.3.1 Permanent loads

Permanent loads include: dead load, vertical earth pressure, horizontal earth pressure, ground water pressure and building load.

2.3.1.1 <u>Dead load (G)</u>

For the calculation of dead loads the following unit weights γ apply:

Table 2-8: Load Summary of Dead Load and Superimposed Load

Load Type	Description	Unite weight
Dead Load	Reinforced Concrete Density	26.0 kN/m^3
	Steel Density	78.5 kN/m^3

The design unit weight of the tunnel lining is 26 kN/m^3, in order to consider the concrete dead load, superimposed dead load of the waterproofing loads and finishes and screed loads.

2.3.1.2 Imposed Load (Q)

General Surcharge Load (Q1)

Actual uniformly distributed load is estimated when tunnel is below or within the influence of existing building (15 kPa per story). Surcharge value of 90 kPa is applied for the structural analysis of the tunnel lining to cater for the influence of the existing building.

Live Loads from Road Traffic (Q2)

Nominal ground surface surcharge of 15 kPa is considered in the structural analysis for the traffic load.

2.3.1.3 Ground Water Pressure (GWP)

According to the hydrological survey report, the water varies between +3.12 m E.L. and -1.93 m E.L.. Three groundwater are considered in the structural analysis of the tunnel lining. Water pressure shall be assumed to act in radial direction, as shown in Figure 2-5. Both the largest possible water pressure and the smallest possible water pressure are considered in the design. The design groundwater levels are shown in Table 2-9.

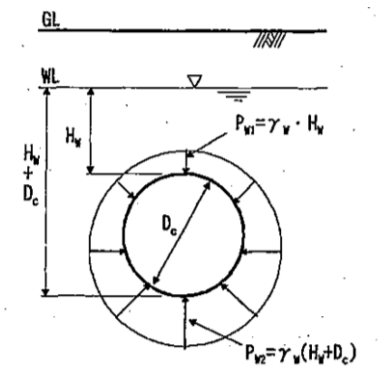


Figure 2-5 Water Pressure (after DSRSC-ST)

Table 2-9: Design Ground Water Level for the Upper Aquifer for the project of HCMC Metro (CP-1b)

Design Groundwater Level		Note
Condition	**(GL & EL)[1]**	
Highest Groundwater Level	Ground surface[2]	--
Lowest Groundwater Level	-1.93 m E.L.[3]	--
Flood Level	+ 3.12 m E.L.[4]	Frequency of 0.333% (300 year)

[1] The groundwater level is based on the groundwater monitoring records.
[2] Ground surface refers to the existing ground level of the cross section location for structural analysis.
[3] E.L. indicates the level relative to the mean sea level.
[4] The flood level determined according to the Hydrological Survey Report (rev. D).

2.3.1.4 Earth Pressure (E)

The earth pressure acting on the tunnel is comprised with the vertical earth pressure and the lateral earth pressure. For shallow tunnel, full overburden pressure is used because the whole shallow tunnel is embedded in sandy soil with SPT-N < 10 (Table 8 DSRSC-ST). On the other hand, the loosening earth pressure is adopted in the analysis of the deep tunnel with SPT-N > 10.

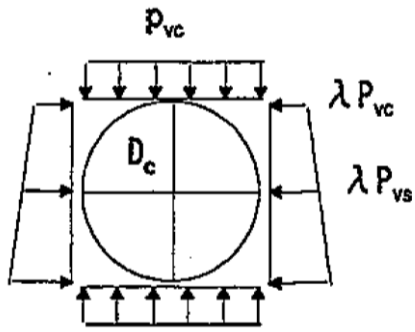


Figure 2-6 Vertical and lateral earth pressure acting on the tunnel (after Figure 9 DSRST-ST)

Vertical Earth Pressure (Ev)

When appropriate, the earth pressure is calculated using Terzaghi's loosening pressure method according to Table 5.2.1 of DSRSC-ST.

Table 2-10: Evaluation Strength Constants Soil Used to Calculate Loosening Earth Pressure (after Table 5.2.1 DSRSC-ST)

Type of soil	Internal friction angle ϕ(°)		Cohesion c (kN/m^2)	
	When evaluated by a triaxial test	When evaluated based only on the N value	When evaluated by a triaxial test	When evaluated based only on the N value
Sandy soil (15<N)	A safe value is set considering number and scattering of data	ϕ=0.9 (0.3N+27) (0.9 is the reduction coefficient)	$c=0.5c_{test}$ (0.5 is the reduction coefficient)	0
Sandy soil (10<N≦15)		0		
Sandy soil (0<N≦10)	Total overburden earth pressure is the design earth pressure, without using the loosening earth pressure.			
Cohesive soil (8<N)	0	0	$c=0.5c_{test}$ (0.5 is the reduction coefficient)	c=0.5 (N/16) (0.5 is the reduction. coefficient)
Cohesive soil (4<N≦8)				0
Cohesive soil (0<N≦4)	Total overburden earth pressure is the design earth pressure, without using the loosening earth pressure.			

* c_{test} is a value obtained considering the number and scattering of data from the test results.

Terzaghi's loosening vertical Earth Pressure at crown equation (section 5.2 of DSRSC-ST) is shown below:

$$p_{vc} = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_o\ tan\emptyset}\left(1 - e^{-K_o tan\emptyset.H/B_1}\right) + p_o e^{-K_o tan\emptyset.H/B_1}$$

$$B_1 = \frac{D_c}{2}\cot\left(\frac{45^o + \emptyset/2}{2}\right)$$

where

p_{vc}	: Loosening pressure acting on tunnel crown (design load), kN/m^2
K_o	: Ratio of lateral and vertical pressure $(K_0 = 1)$;
ϕ'	: effective friction angle, degrees;
γ	: Unit weight of the soil, kN/m^3;
p_o	: Surcharge load, kN/m^2;
c	: Cohesion of soil, kN/m^2;
$2B_1$	: Loosed width of earth at tunnel crown, m;
H	: Tunnel cover, m; and
D_c	: Diameter of the bored tunnel, m.

Design soil parameters given in Table 2-4 are adopted for the determining the loosening pressure. The vertical earth pressure at spring line is obtained by the following equation section 5.2 DSRSC-ST.

$$p_{vs} = \frac{B_1(\gamma - cB_1)}{K_o\ tan\emptyset}\left(1 - e^{-K_o tan\emptyset.R_c/B_1}\right) + p_{vc} e^{-K_o tan\emptyset.R_c/B_1}$$

$$\frac{B_1(\gamma - cB_1)}{K_o\ tan\emptyset}\left(1 - e^{-K_o tan\emptyset.R_c/B_1}\right) = 0, if\ \frac{B_1(\gamma - cB_1)}{K_o\ tan\emptyset}\left(1 - e^{-K_o tan\emptyset.R_c/B_1}\right) < 0$$

$$R_c = D_c/2$$

The vertical earth pressure acting at tunnel invert (upward force) is assumed to be the same as that acting on the tunnel crown.

Lateral Earth Pressure (Eh)

The lateral earth pressure acting on the tunnel lining is taken as the vertical earth pressure acting on the lining multiplied by coefficient of lateral earth pressure λ specified in Table 2-11.

Table 2-11: The coefficient of lateral earth pressure λ
(after Table 4 DSRSC-ST)

Handling of soil and water	Type of soil		λ	Approx. N value
Separated soil and water	Sandy soil	Extremely dense	0.45	30≦N
		Dense	0.45～0.55	15≦N＜30
		Moderate, loose	0.50～0.60	N＜15
Integrated soil and water	Cohesive soil	Consolidated	0.35～0.45	25≦N
		Hard	0.45～0.55	8≦N＜25
		Moderate	0.55～0.65	4≦N＜8
		Soft	0.65～0.75	2≦N＜4
		Extremely soft	0.75	N＜2

2.3.1.5 Railway Loads

According to the design specification Section 12.2.1, the mass of two wheels is max. 16 tons; 8 tons/wheel. The minimum axle spacing of the train is 2100 mm. The railway load leading to the most unfavorable condition is considered.

2.3.2 Construction Loads

2.3.2.1 Temporary Loads during Handling and Erection

Apart from permanent external forces, the lining is also subject to temporary loading caused by handling of segments during construction, including demolding, lifting, stacking at stockyard, assembling and installation. Based on the methods of handling and erection, the temporary stresses checks shall be carried out to establish that these temporary stresses could be accommodated.

2.3.2.2 Grouting Loads

a. Primary Grouting (Tail Void Grouting)

The lining is generally be designed to resist a maximum grout pressure equivalent to the maximum water pressure plus 1.5 bar (150 kPa) for deep section and 0.5 bar (50 kPa) for shallow sections considering an appropriate load factor. The values have been discussed with the construction team and also in line with recommended values given in JSCE: Design of Segment Lining, Tunnel Library no.23.

b. Secondary Grouting

The structural check for the secondary grouting is presented in **Section 6.2** of the report.

2.3.2.3 Jacking Load from TBM

Jacking load on the circumferential area of the precast segmental lining, from the TBM, shall be considered in the design of the tunnel segment lining. Maximum thrust force for each TBM provided by the construction team and has been specified by the machine manufacture is 44000 KN.

2.3.2.4 Closing of Segment Gap

In order to confirm watertightness of the segment linings, appropriate segment seal shall be selected and checked with the segment opening and seal offset values. The related force for closing the hydrophilic seal is calculated as a part of individual assessment.

3. LOAD CALCULATIONS

3.1 Earth Pressure, Hydrostatic Pressure, and Self-weight

Full overburden pressure and loosening earth pressure are used subject to depth of tunnel and ground conditions as per DSRSC-ST.

- Case 1: Section A-A WBT under low GWL: Full overburden pressure.
- Case 2: Section B-B WBT under low GWL: Full overburden pressure.
- Case 3: Section C-C WBT under low GWL: Full overburden pressure.
- Case 4: Section B-B EBT under low GWL: Loosening earth pressure.
- Case 5: Section B-B EBT under high GWL: Loosening earth pressure.
- Case 6: Section B-B EBT under flood GWL: Loosening earth pressure.

Table 3-1 and Table 3-2 summarize the basic design loads in the model for West Bound Tunnel and East Bound Tunnel.

Table 3-1: East Bound Tunnel (EBT) Basic Design Loads

Section	Design Input	Low Water Table	Ground Water Table	Flood Level
B-B	Soil thickness (m)	22.27	22.27	22.27
	Ground load (kPa)	126.22	110.05	104.74
	Horizontal earth pressure at crown (kPa)	63.11	55.02	52.37
	Horizontal earth pressure at bottom (kPa)	63.11	55.02	52.37
	Water pressure at crown (kPa)	172.36	218.08	221.90
	Water pressure at bottom (kPa)	237.60	283.31	287.14
	Self-weight (kPa)	7.80	7.80	7.80
	Coefficient of lateral earth pressure	0.50	0.50	0.50

Table 3-2: West Bound Tunnel (WBT) Basic Design Loads

Section	Design Input	Low Water Table
A-A	Soil thickness (m)	8.4
	Ground load (full overburden) (kPa)	135.2
	Horizontal earth pressure at crown (kPa)	67.6
	Horizontal earth pressure at bottom (kPa)	103.1
	Water pressure at crown (kPa)	37.96
	Water pressure at bottom (kPa)	103.20
	Self-weight (kPa)	7.8
	Coefficient of lateral earth pressure	0.50
B-B	Soil thickness (m)	9.9
	Ground load (full overburden) (kPa)	152.9
	Horizontal earth pressure at crown (kPa)	76.4
	Horizontal earth pressure at bottom (kPa)	112.0
	Water pressure at crown (kPa)	51.70
	Water pressure at bottom (kPa)	116.94
	Self-weight (kPa)	7.8
	Coefficient of lateral earth pressure	0.50
C-C	Soil thickness (m)	9.01
	Ground load (full overburden) (kPa)	136.9
	Horizontal earth pressure at crown (kPa)	68.5
	Horizontal earth pressure at bottom (kPa)	104.0
	Water pressure at crown (kPa)	48.76
	Water pressure at bottom (kPa)	113.99
	Self-weight (kPa)	7.8
	Coefficient of lateral earth pressure	0.50

3.2 Existing Building Structure Effect

The proposed tunnel is running across the urban area of Ho Chi Minh City; at specific sections high-rise buildings influence the load conditions and the design. Critical design sections are identified:

- High-rise buildings can be found on both sides of the proposed alignment at CH0+980; maximum building load occur at CH0+860;
- Asymmetrical building load is also identified at CH 0+966, a 6 stories building is located to the east side of the tunnel and there is not any building to the west side.

To determine the additional loads from building(s) acting on the tunnel, the following methodology is used:

i. Two PLAXIS models for Section B-B (CH0+860) and Section C-C (CH0+980) are established to assess the additional normal stress acting on the tunnel lining due to (1) Maximum building load with shallow foundation at Section B-B and (2) Maximum unbalanced building load at Section C-C.

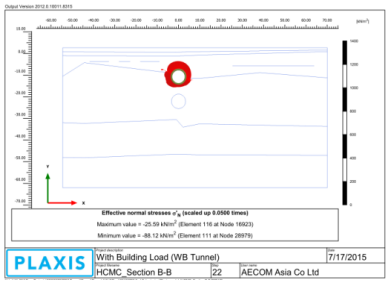
ii. The building load is calculated by 15kPa x no. of story of building x building width / total footing width. The settlement of a pile group underlain by a depth of sand can also be estimated by means of the equivalent raft concept. In this case it may be assumed, that the equivalent raft is located at a depth of 2D b /3 in the sand stratum with a 1:4 load spread from the perimeter of the group. Again a 1:2 load spread is assumed below the equivalent raft.

iii. For each section, two stages of the FEM model are set. The first stage is to model the construction of both East Bound tunnel and West Bound tunnel with the existing building load. The second stage is to model the tunnels construction without the existing building load.

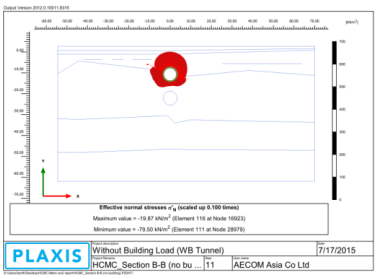
iv. The effective normal stress of tunnel lining interface is extracted from both stages (σ_a' & σ_b'). (**Error! Reference source not found.**(top-left) and **Error! Reference source not found.**(top-right))

v. The difference between $\sigma_b' - \sigma_a'$(**Error! Reference source not found.**(bottom)) is calculated as the additional effective normal stress (i.e. additional axial stress) due to the existing building, so as to simulate the TBM tunnel crossing these buildings.

vi. The additional effective normal stress due to adjacent buildings acts as a load case (Building Load) in SAP2000 structural model.



Effective normal stress σ'a on tunnel without consideration of building load



Effective normal stress σ'b on tunnel with consideration of building load

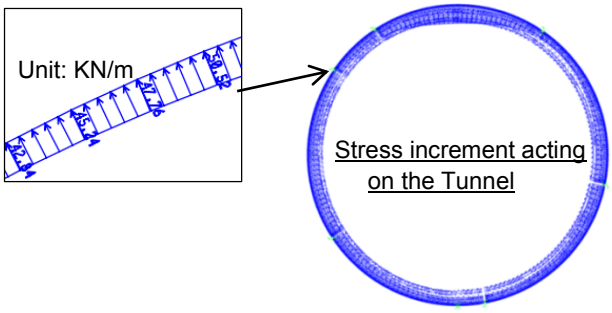


Figure 3-1 Additional effective normal stress acts from PLAXIS (top) acts as Building Load in SAP2000 structural model (bottom)

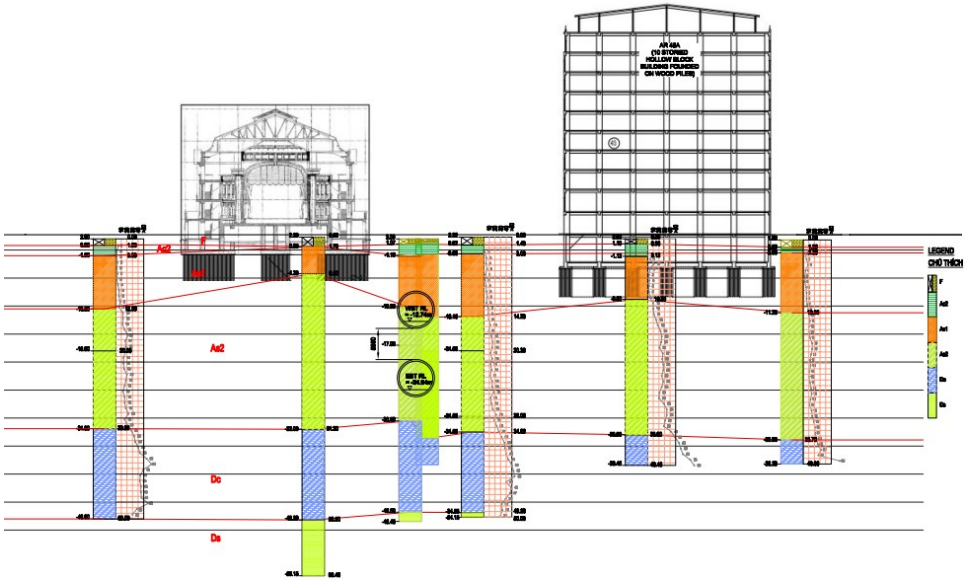


Figure 3-2 Geological section B-B at CH0+860 (Maximum building load)

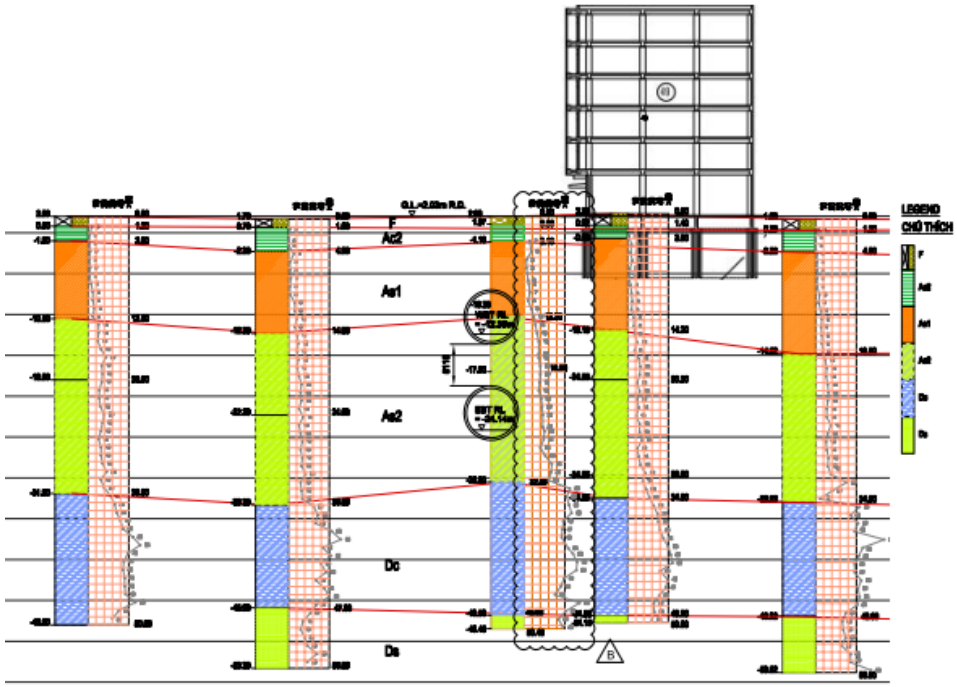


Figure 3-3 Geological section C-C at CH0+980 (Maximum unbalanced building load)

The stress increments due to building load are considered as a part of structural analysis using SAP2000.

3.3 Twin Shield Tunnel Construction Effect

In chronological order, the construction of the East-Boundtrack Tunnel will be carried out first. Afterwards, the West-Bound track Tunnel will be built. The construction of the West-Bound track Tunnel may influence the stress-state of the soil media surrounding the East-bound track. The changes in stress-state are studied with Plaxis 2D (ver. 2012) software to ensure safe design in all conditions. The construction influence of the West-Bound track Tunnel on the East-Bound track Tunnel is reflected in this report as 'twin-tunnel effect'. The aim of the models is to deliver the change of effective normal stress in the interface elements of the East-Boundtrack Tunnel lining due to the construction stages of the West-Boundtrack Tunnel. The obtained changes can be inputted afterwards into the structural model built in SAP 2000.

Four Plaxis 2D models are built representing 4 different cross-sections reflecting the soil profiles, tunnel alignments, surface load conditions, etc. The selected cross-sections are:

Section	Chainage	Conditions
Section A-A	Chainage 1+400	Twin-tunnels are aligned in 'diagonal'
Section B-B	Chainage 0+860	Twin-tunnels are aligned vertically
Section C-C	Chainage 0+980	Twin-tunnels are aligned vertically
Section D-D	Chainage 1+550	Twin-tunnels are aligned horizontally

Calculations are reflecting the face pressures which are planned to be applied during the construction. Both lower and upper limit face pressures are considered in these calculations. The design values of the face pressure are given by the construction team from SMJO, details are available on Table 3-3. In case when face pressure values are not available at specific studied cross-sections, linear interpolation is used. Accordingly, the applied min/max face pressures are as follows:

Section	Chainage	Lower limit face pressure	Upper limit face pressure
Section A-A	Chainage 1+400	0.107 MPa	0.169 MPa
Section B-B	Chainage 0+860	0.179 MPa	0.223 MPa
Section C-C	Chainage 0+980	0.160 MPa	0.203 MPa
Section D-D	Chainage 1+550	0.141 MPa	0.209 MPa

In this analysis 30% of ground relaxation is assumed. The 30% ground relaxation is achieved in the model by using the ΣM_{stage} value 0.3 at the construction stage related to the West-Bound track Tunnel excavation. (Please see further details about the calculation procedures and theoretical background in Plaxis 2D Reference Manual, Section 5.8.10)

In order to take segment joint effect of the tunnel into account, the equivalent stiffness was adopted. According to JSCE No. 23, the stiffness of the West-bound track Tunnel is decreased with the factor of 0.8 (JSCE No. 23, Section 5.3.1).

Table 3-3: Face Pressure of WBT at Different Tunnel Chainage

管理土圧計算表（西側線）
Calculation of Shield Face Pressure Management (West Boundtrack)

			単位 Unit	Opera House 0+805 km	1+000 km	1+200 km	1+400 km	Ba Son 1+586 km
上限管理値 Upper Limit			Mpa	0.232	0.200	0.209	0.169	0.219
	(土被り) (Earth Covering)	h	m	15.0	15.0	14.0	14.0	14.0
	静止土圧 Stratified Pressure	P0	tf/m^2	10.660	7.416	10.268	8.234	11.288
	静止土圧係数 Coefficient of Earth Pressure at Rest	K0		0.515	0.357	0.515	0.357	0.515
	上載荷重 Surcharge Load	q	tf/m^2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	$\Sigma \gamma h$		tf/m^2	28.75	27.96	25.99	26.25	24.97
	表層の単位体積重量 Surface Layer Unit Weight	γ_f	t/m^3	2.08	2.08	2.08	2.08	2.08
	表層厚 Surface Layer Thickness	h_f	m	2.0	1.0	1.0	3.0	1.0
	Ac2層の単位体積重量 AC2 Layer Unit Weight	γ_{Ac2}	t/m^3	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
	Ac2層厚 AC2 Layer Thickness	h_{Ac2}	m	3.0	5.0	5.0	5.0	8.0
	As1層の単位体積重量 As1 Layer Unit weight	γ_{As1}	t/m^3	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97
	As1層厚 As1 Layer Thickness	h_{As1}	m	10.0	9.0	8.0	5.0	5.0
	As2層の単位体積重量 As2 Layer Unit Weight	γ_{As2}	t/m^3	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
	As2層厚 As2 Layer Thickness	h_{As2}	m	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
	間隙水圧 Pore Water Pressure	Pe	tf/m^2	10.0	10.0	8.0	6.0	5.0
	着目点の土の内部摩擦角 Internal Frictional Angle	ϕ	°	29	40	29	40	29
	地下水圧 Ground Water Pressure	Pw	tf/m^2	11.0	11.0	9.0	7.0	9.0
	予備圧 $+\alpha$	α	tf/m^2	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0

			単位 Unit	Opera House 0+805 km	1+000 km	1+200 km	1+400 km	Ba Son 1+586 km
下限管理値 Lower Limit			Mpa	0.188	0.157	0.152	0.107	0.149
	(土被り) (Earth Covering)	h	m	15.0	15.0	14.0	14.0	14.0
	主働土圧 Active Earth Pressure	Pa	tf/m^2	5.118	3.036	4.507	2.881	4.153
	主働土圧係数 Coefficient of Active Earth Pressure	Ka		0.347	0.217	0.347	0.217	0.347
	上載荷重 Surcharge Load	q	tf/m^2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	$\Sigma \gamma h$		tf/m^2	13.75	12.96	11.99	12.25	10.97
	表層の水中単位体積重量 Surface Layer Submerged Unit Weight	γ_f	t/m^3	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08
	表層厚 Surface Layer Thickness	h_f	m	2.0	1.0	1.0	3.0	1.0
	Ac2層の水中単位体積重量 AC2 Layer Submerged Unit Weight	γ_{Ac2}	t/m^3	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63
	Ac2層厚 AC2 Layer Thickness	h_{Ac2}	m	3.0	5.0	5.0	5.0	8.0
	As1層の水中単位体積重量 As1 Layer Submerged Unit weight	γ_{As1}	t/m^3	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
	As1層厚 As1 Layer Thickness	h_{As1}	m	10.0	9.0	8.0	5.0	5.0
	As2層の水中単位体積重量 As2 Layer Submurged Unit Weight	γ_{As2}	t/m^3	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
	As2層厚 As2 Layer Thickness	h_{As2}	m	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
	間隙水圧 Pore Water Pressure	Pw	tf/m^2	10.0	10.0	8.0	6.0	5.0
	着目点の土の内部摩擦角 Internal Frictional Angle	ϕ	°	29	40	29	40	29
	着目点の土の粘着力 Cohesion	c	tf/m^2	0	0	0	0	0
	地下水圧 Ground Water Pressure	Pw	tf/m^2	12.0	11.0	9.0	6.0	9.0
	予備圧 $+\alpha$	α	tf/m^2	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0

Remark:
The face pressure has been reviewed by SMJO construction team and slightly updated from the last submission. Design has been reviewed against the updated face pressure and confirmed no design changes are required.

Steps of analysis (Plaxis 2D analysis):

1. Excavation and lining construction of East-Bound track Tunnel is taken as a construction stage;
2. Effective normal stress in the interface element of the East-Bound track Tunnel is stored;
3. Excavation of West-Bound track Tunnel modelled, min/max face pressures, and assuming 30% relaxation (ΣM_{stage} = 0.3);
4. Installation of the tunnel lining is set as final stage (using equivalent stiffness);
5. After-construction effective normal Stress in the interface element of the East-Bound track Tunnel is obtained;
6. The change in effective normal stress in the interface element of the East-Bound track Tunnel is calculated.

The primary grout pressure is equivalent to the water pressure plus 0.5 bar (50 kPa) at the shallow sections (e.g. approximately 0.21 MPa for the WBT at Section B-B) which is slightly larger than the proposed face pressure (e.g. 0.206 MPa for the WBT at Section B-B) and it is found that application of primary grouting would lead to a smaller twin tunnel effect. Therefore it is not considered in the plaxis model.

Later, the twin-tunnel effect is inputted to the SAP2000 model. Twin-tunnel effect is a part of the detailed structural design.

4. STRUCTURAL ANALYSIS METHODOLOGY

A two ring beam-spring model is used in the structural analysis according to DSRSC-ST to calculate sectional forces and deflections (deformations). In this type of model, the lining segments are modelled as series of beam elements, the joints (e.g. segmental joints, longitudinal joints between rings) are modelled as springs. The springs connecting two segments at segmental joints are referred as rotation springs, those connecting two rings are referred as shear springs (i.e. shear forces are transferred via bolts, key lock, etc.) (Figure 4-1).

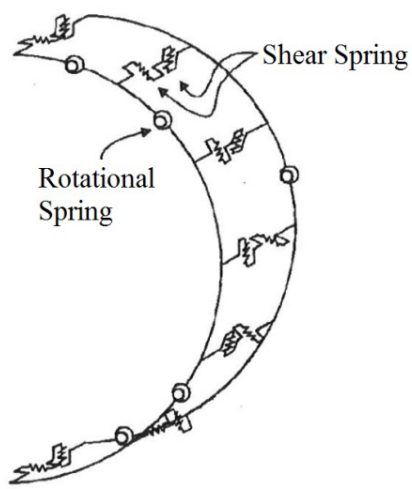


Figure 4-1 Structure Model Segment Rings (Beam - Spring Model)

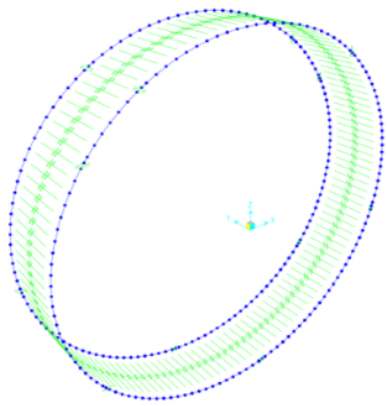


Figure 4-2 SAP2000 Model Layout

128 joints/nodes are set around the circumference of the ring (at every 2.8125°). At locations of the segmental joints, additional 6 joints are added to refine the mesh and increase calculation accuracy. With the aid of connecting the joints, 6 segments are defined using beam elements: 5 ordinary segments (polar angle 67.0°) and a key segment (polar angle 22.0°). In the numerical model, due to the refined mesh, the 6 segmental joints occupy 0.5° each. The individual beam elements (segments) are connected via rotation springs (link elements in SAP2000). The 128 joints of the rings are connected with each other via shear springs; in total 128 shear springs are connecting the rings. The model setup is illustrated in Figure 4-2; the polar coordinate system in which the joints are defined are illustrated in Figure 4-3.

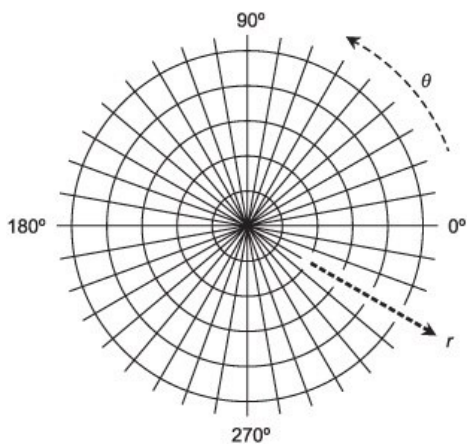
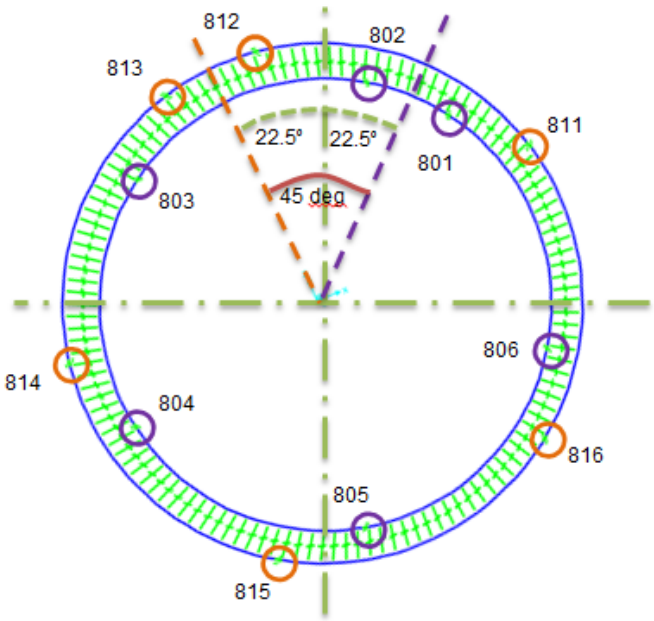


Figure 4-3 Standard Polar Coordinates

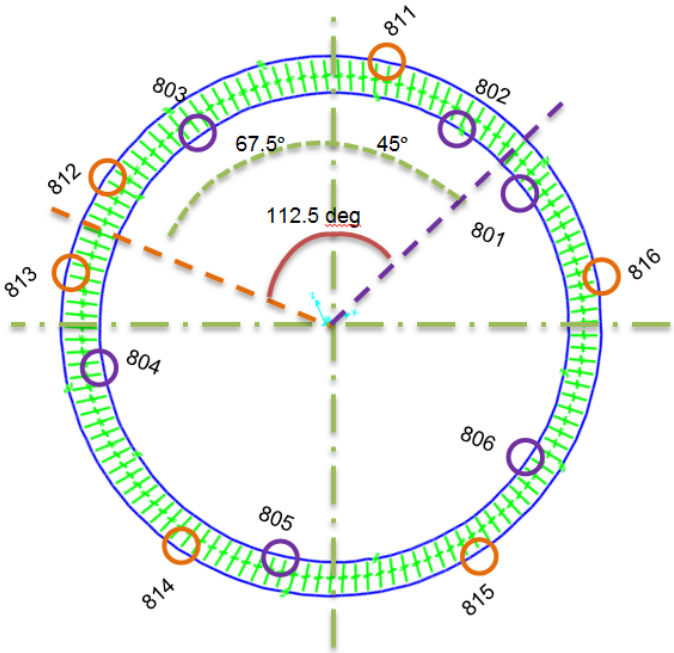
Two different orientations with a rotated angle of 45 degree and 112.5 degree between the first and the second ring, are selected for the structural analyses. The schematic view of developed intrados is presented in drawing no. CP1b-CTS-TD-TBMS-00060. The arrangement of the segment should fulfill the following criteria:

1. The arrangement of the tapered rings should be the same as the straight rings;
2. The key segment should always be situated above the tunnel spring line; and
3. The segment joint of the two adjacent rings shall not be in same alignment.

All two possible orientation combinations are shown in Figure 4-4.



Orientation I – Rotational Angle of 45 degree between Rings



Orientation II – Rotational Angle of 112.5 degree between Rings

Figure 4-4 Schematic Views of Segment Arrangement

4.1 Calculation of Soil Spring Constant

The beam-spring model with full circumference subgrade reaction springs is used. The subgrade reaction is given by compression-only springs as shown in Figure 4-5. Only the radial ground springs are considered.

The subgrade reac

tion spring values are determined with SPT-N values based on Table 4-1, applied soil spring values in the Structural Analysis are concluded in Table 4-2.

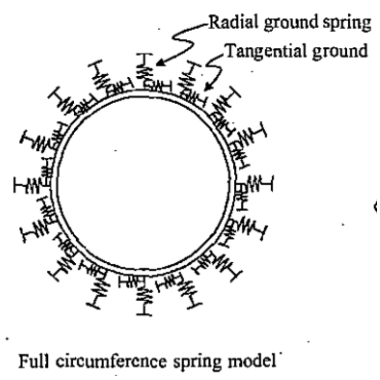


Figure 4-5 Ground Interaction/Subgrade Reaction Model (after Figure 5.6.1 of DSRSC-ST)

Table 4-1 Value of Soil Reaction Coefficient × Tunnel Radius in the Full Circumference Spring Model (in 10^3 kN/m^2) (after Table 5.6.1 of DSRSC-ST)

	Type of soil	During backfill injection and hardening*1	After backfill injection and hardening*2	Approx. N value
Sandy soil	Extremely dense	35.0～47.0	55.0～90.0	30≦N<50
	Dense	21.5～35.0	28.0～55.0	15≦N<30
	Moderate, loose	～21.5	～28.0	N<15
Cohesive soil	Consolidated	31.5～	46.0～	25≦N
	Hard	13.0～31.5	15.0～46.0	8≦N<25
	Moderate	7.0～13.0	7.5～15.0	4≦N<8
	Soft	3.5～ 7.0	3.8～ 7.5	2≦N<4
	Extremely soft	～3.5	～ 3.8	N<2

*1 Lateral section design with primary loads and study of loads during construction
*2 Study of impact of adjacent work, impact of earthquakes, and special loads etc.

Table 4-2: Applied Soil Spring Coefficients

Spring Type	Case	Value	References
Soil spring in the radial direction	Hydrostatic and earth pressure	k_r = 6772 kN/m^3	DSRSC-ST
	Self-Weight (assumed 1/10 of hydrostatic and earth pressure)	k_r = 677 kN/m^3	DSRSC-ST

4.2 Calculation of Rotational Spring Constant

Curved bolt is used between segments and rings. In relation to this, Leonhardt (1966) equation is used to calculate the strength of the rotation spring (rotation spring constant) when the tunnel lining is under hydrostatic and earth pressure only. The rotation spring constant is used to model the reduction in overall lining stiffness and the degree of moment release of segmental tunnel lining rings.

$$k_\theta = \frac{9}{8} a^2 b E_c m (1 - 2m)^2$$

$$\mathrm{m} = \frac{\mathrm{M}}{\mathrm{aN}}$$

where a is the thickness in contact with the other segment, b is the segment width, $\mathrm{m}$is the load eccentricity ratio, and $\mathrm{E_c}$ is the Young's modulus of the concrete.

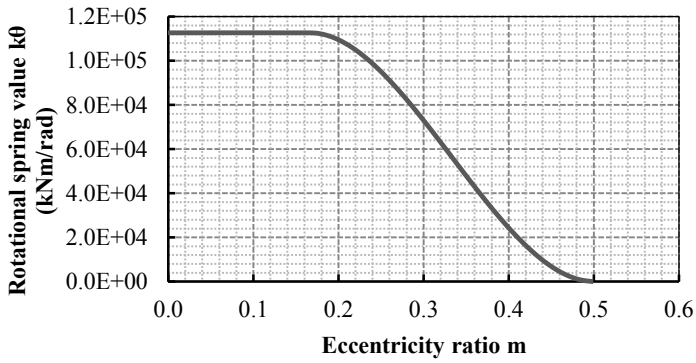


Figure 4-6 Rotational Spring and load eccentricity ratio relationship

According to Leonhardt (1966) equation, the rotational spring value k_θ varies with load eccentricity ratio m. Therefore, structural analyses iterations are used to obtain k_θ of each segmental joint for different design sections under studied groundwater conditions. All converged k_θ values are determined by using Leonhardt (1966) equation directly.

4.3 Calculation of Shear Springs Constant

Two values, an upper-bound and lower bound, were adopted for design. The absolute lower-bound is zero. The upper-bound value was taken from DSRSC-ST Reference 16.12 and 16.14. These values are adopted in the structural analyses,

Shear spring constant in the radial direction is calculated as per DSRSC-ST Reference 16.12:

$$kr = \frac{192\,EI}{(2b)^3};$$

$$kr = 1.90E05\ \mathrm{kN/m};$$

Shear spring constant in the tangential direction is calculated as per DSRSC-ST Reference 16.14:

$$k_t = \frac{2L_j hG}{b} = \frac{L_j hE}{b(1+\nu)};$$

$$\mathrm{k_t} = 1.30\mathrm{E06\ kN/m};$$

Where L_j is the spacing between joints in the axial direction, E is concrete's Young modulus, G is concrete's Shear modulus, I is moment of inertia and, b is width of tunnel, v is concrete's Poisson ratio, and h is the thickness of the cross section

5. STRUCTURAL DESIGN

Structural capacity, bursting of joints and the crack width are evaluated.

5.1 Lining Structural Capacity Check

A bending moment-axial force capacity envelope for a proposed reinforcement arrangement is used to evaluate structural capacity versus actions calculated in SAP2000. Sufficient shear resistance is also provided; the shear forces are compared to the shear capacity.

5.2 Joint Stress/Bursting Check

The radial joints of segments are flat joints. The bearing stresses due to the hoop force over the bearing width at radial joints are calculated and checked to satisfy the design limit.

Due to the reduced width of the bearing faces (due to ring building tolerance & deformation occurred due to earth load), transverse tensile stresses occur at the joints (due to the nature of contact at the joints). The eccentricity of the resultant compressive force due to variable stress distribution at radial joints is taken into account by introducing a substitute bearing area, which is defined by a rectangular stress block with the resultant normal force at its center.

5.3 Crack Width Control and Durability

Maximum crack width shall not exceed 0.005 of concrete cover, i.e. 0.2 mm in accordance with Japanese codes. The crack width is estimated based on DSRSC-ST.

According to Japanese Railway Code DSRSC and JSCE Shield Tunnel Codes, if the concrete cover is min.25mm, requirement is satisfied for TBM lining design. In addition, local codes are checked and the below mentioned codes take fire ratings and corresponding minimum concrete cover into account for underground structures:

Vietnam Building Code for Urban Underground Structures – Part 1. The Underground

QCVN 08 : 2009/BXD CÔNG TRÌNH NGẦM ĐÔ THỊ - PHẦN 1. TẦU ĐIỆN NGẦM

Based on the QCVN 08: 2009/BXD, 90-min fire resistant (R90) is required for tunnel lining design. The minimum concrete cover for related RC structures corresponding to R90 is 35 mm which is specified in Annex F of QCVN 06: 2010/BXD - VIETNAM BUILDING CODE ON FIRE SAFETY OF BUILDINGS . As confirmed by CP3's Contractor, fire heat release rate of their rolling stock is 5 MW for the E&M ventilation design in accordance with the Employer Requirements. Therefore, there is no requirement in the Contract about concrete cover against fire resistance.

The durability objective of the project shall achieve during the service life of 100 years for bored tunnel structures, including appropriate maintenance. The following provisions have been considered to achieve the durability and fire resistance requirements at serviceability limit state:

- Minimum concrete cover of 35 mm to reinforcement for $f'_{ck} = 48$ MPa concrete and the lining thickness greater than 100 mm
- Reinforced concrete segment is designed to crack width less than 0.2 mm

Continuous combined hydrophilic and elastomeric gasket or equivalent sealant is fitted at extrados groove around the segment

Based on design requirements as well as relevant Codes, 40mm as minimum concrete cover is adopted in the design.

5.4 Bolt Checking

Bolts are used to tie adjacent segments and rings together. The bolts are designed to keep the sealing gasket or equivalent sealant compressed, when part of the shield thrust is relieved during erection of the rings. Further behind the shield, the friction between lining and ground is sufficient to keep the sealing strip or equivalent sealant compressed.

6. SEGMENT CHECK UNDER CONSTRUCTION LOADS

6.1 Jack Force Thrust Check (Effects of Shield Shoving)

Jacking load on the circumferential area of the precast segmental lining, from the TBM, shall be considered in the design of the tunnel segment lining. The maximum thrust force is 44000 kN.

Additional flexure and torsion may generally be induced on segments, when shoving loads are not equally distributed, due to steps along the circumferential joints. In order to minimize damage during shoving, accurate ring build is crucial. The use of joint packing will further help to mitigate such effects by reducing load concentration.

TBM shoving loads acting at circumferential joints cause bursting stresses, as the bearing width of the rams and joint packing's is less than the segment thickness. Circumferential joints are checked for splitting force due to shoving force.

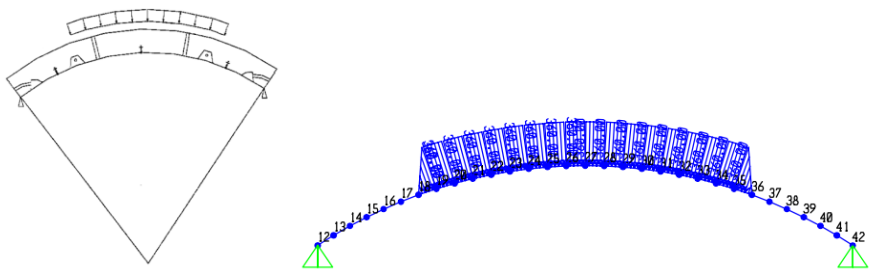
6.2 Secondary Grout Checking

The lining stability under grout pressure is evaluated in different scenarios:

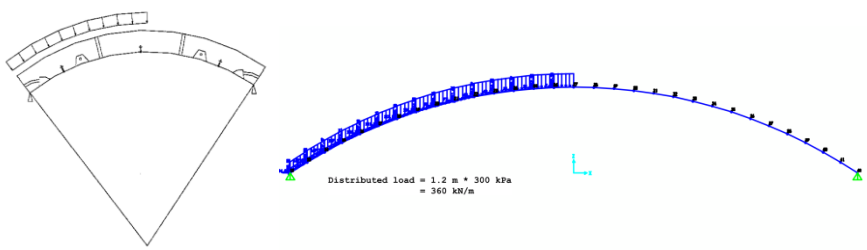
a) Grout pressure applies along half segment – middle of a segment

b) Grout pressure applies along half segment –at one side of a segment

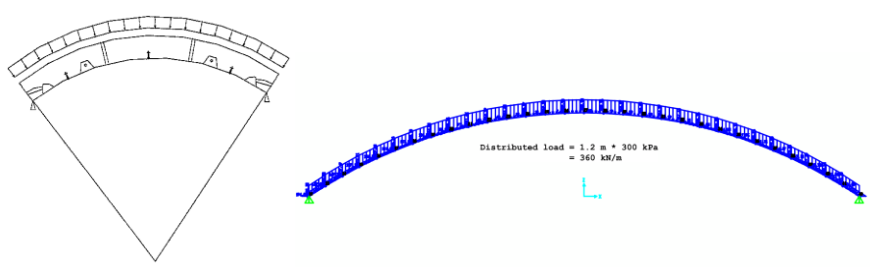
c) Grout pressure applies along full segment



A. Grouting Pressure Distributed at the Center



B. Grouting Pressure distributed at Half Side



C. Grouting Pressure Distributed along the Element

Figure 6-1 Secondary Grout Pressure Cases a and b in SAP2000 model.

7. FLOTATION CHECKS

7.1 Flotation due to Hydrostatic Pressure

Evaluation of limit states due to flotation and/or heave is carried out at the critical sections. The tunnels are checked to satisfy overall factor of safety 1.05 in accordance with the corresponding Japanese Code.

$$F_s = \frac{2R_o[\gamma'(H_w + R_o) + \gamma(H - H_w)] - \pi\gamma' R_o^2/2 + 2\pi R_o g + 2R_o p_o + P_1}{\pi\gamma_w R_o^2} \geq 1.05$$

7.2 Flotation due to Soil Liquefaction

Due to dynamic actions during an earthquake, pore water pressure of a saturated granular soil may increase to a certain limit, where soil particles may detach and float in the porewater. Liquefied soil loses its shear strength; its behavior is fluid-like. Such limit state shall be evaluated according to the Equation 6.8.4 under Railway Seismic Code (DSRSC - Seismic Design).

8. OTHER STRUCTURAL VERIFICATIONS

This section provides a basic summary of the approaches and assumptions applied in this design. Various aspects of , furthermore covers various aspects of design and detailing of reinforced concrete segments.

8.1 Circumferential Joint Check

The circumferential joint is checked for the bolt capacity to compress gaskets and the concrete shear capacity. The concrete shear capacity is checked at the gaskets and at the shear key lock. The gasket closure force is calculated based on the properties provided by the sealing supplier of the Contractor

8.2 Handling Force

Segments are designed for load conditions related to demolding, stacking, and erection of the segments.

The stress in concrete is evaluated based on elastic theorems. The aim of this analysis is to ensure that the modulus of rupture of the plain concrete has not been exceeded.

8.3 Watertightness (Segment Seal Design)

Hydrophilic seal selected by SMJO is verified based on design requirements. The flowchart of the design process is illustrated as bellow.

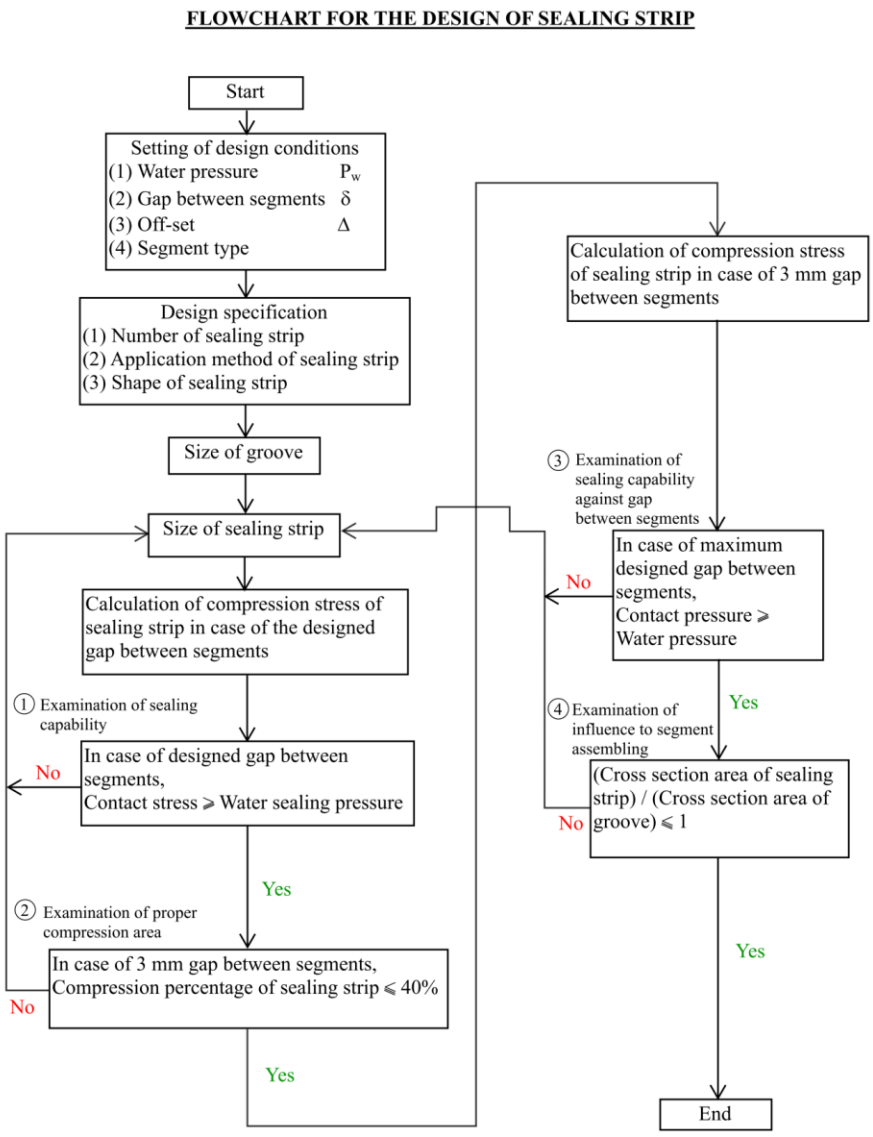


Figure 8-1: Flow Chart for the Design of Sealing Strip

8.4 Taper

According to the tunnel alignment, the maximum taper amount is calculated based on the minimum turning radius of 350 m.

9. SEISMIC DESIGN

Studies related to earthquake impact on the tunnel can be omitted based on Japanese design standard "Design standards for railway structures and commentary (shield tunnel)", Section 5, item (6) published by Railway Technical Research Institute.

(6) Impact of earthquakes

Earthquake impact is minimal and studies can be omitted because it is assumed that a tunnel vibrates in approximate harmony with the ground around the tunnel. The Shield Tunnel Standard introduces conditions, and a method of judging liquefaction for use in the study of the impact of earthquakes. It also describes a new design method based on the seismic deformation method for use when performing seismic design.

9.1 Liquefaction Analysis

Liquefaction risk is assessed by adopting formulae given in Japanese Code (DSRSC-ST).

Longitudinal geological section of the TBM tunnels shown below:

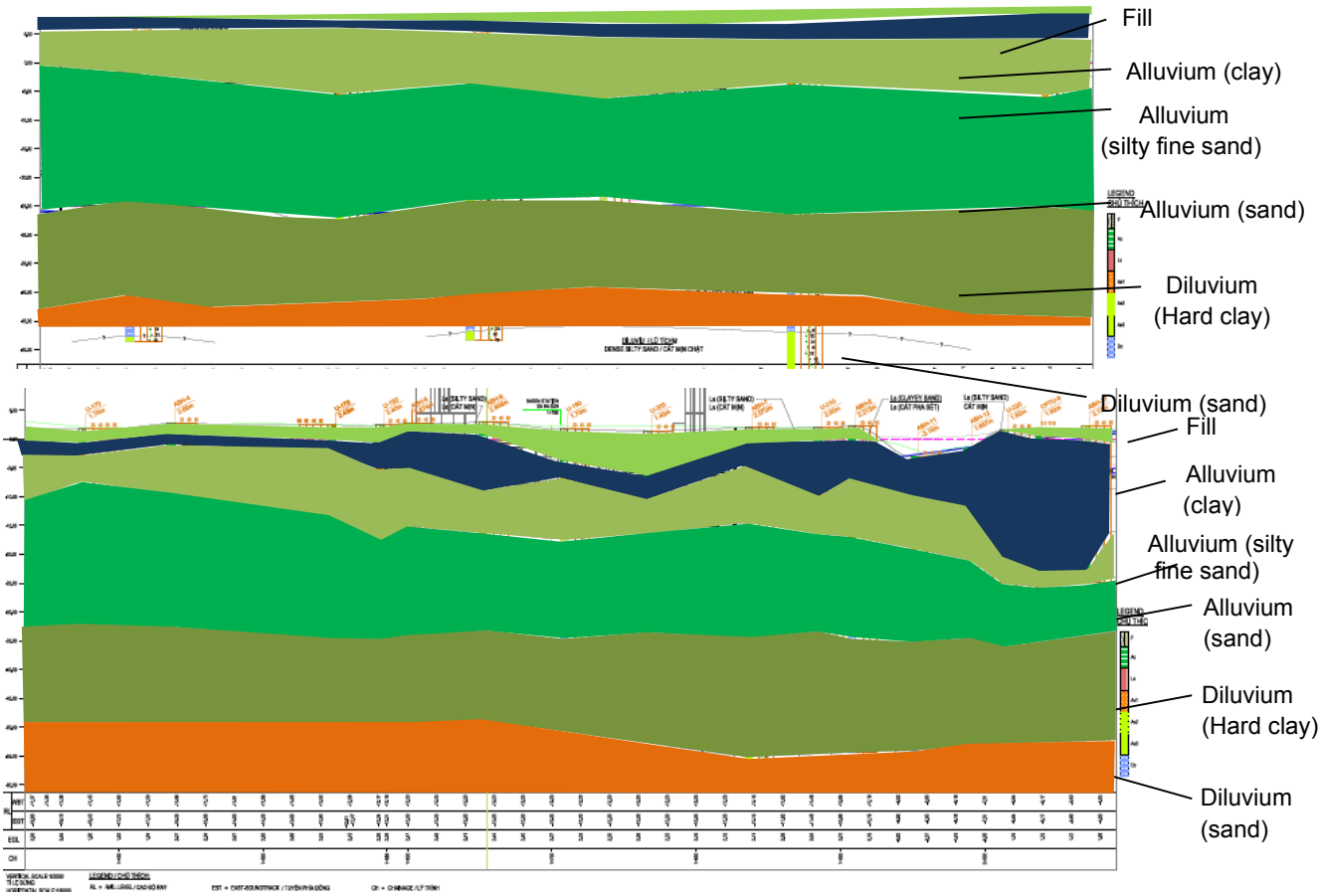


Figure 9-1 Longitudinal geological section of the TBM tunnel

The PGA is relatively small (around 0.11*g*); however, zones of the upper layers (fill and alluvium silty sand) may be susceptible to liquefaction. For alluvium clay layer, the fine content is sufficiently high that liquefaction is unlikely. For layers settling deeper than 15 m, liquefaction analysis has not been considered.

In order to evaluate the potential of soil liquefaction along the alignment, the soil properties and SPT-N values along the tunnel alignment are reviewed.

9.2 Seismic Transverse Analysis

Two-Beam-Ring model aid seismic analysis is conducted in areas where soil liquefaction may occur to confirm that seismic load related load combination is not critical.

The following load was applied to the analysis model as the loads which the tunnel receives from the surrounding ground subject during earthquakes:

9.2.1 Response displacement

The maximum relative displacement between the top and bottom of the tunnel, which was obtained from the ground response analysis, was applied to the tunnel model through ground springs.

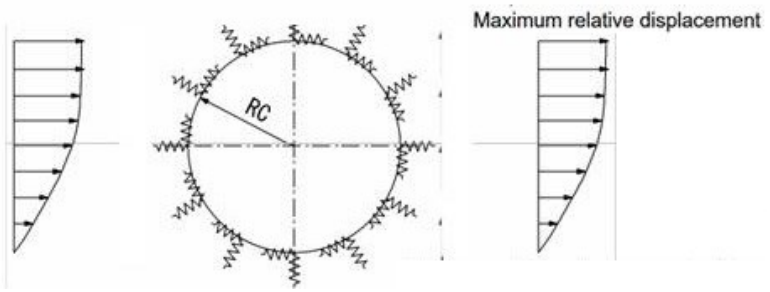


Figure 9-2 Ground response displacement applied to tunnel model

As the liquefaction assessment shows that the alluvium sand 1 layer has potential of liquefaction at some locations, site response analysis is conducted in order to provide inputs for the seismic analysis for structural forces of the tunnel.

9.2.2 Soil parameters

The site response analysis requires the following parameters of the soils:

- Small strain shear modulus
- Shear modulus degradation curve with strain
- Damping curve with strain
- Input motion

The small strain shear modulus is obtained based on the shear wave velocity of the soil. Based on the available information, shear wave velocity at different depths at borehole ABH-10 are plotted in Figure 9-3 for clay and sand.

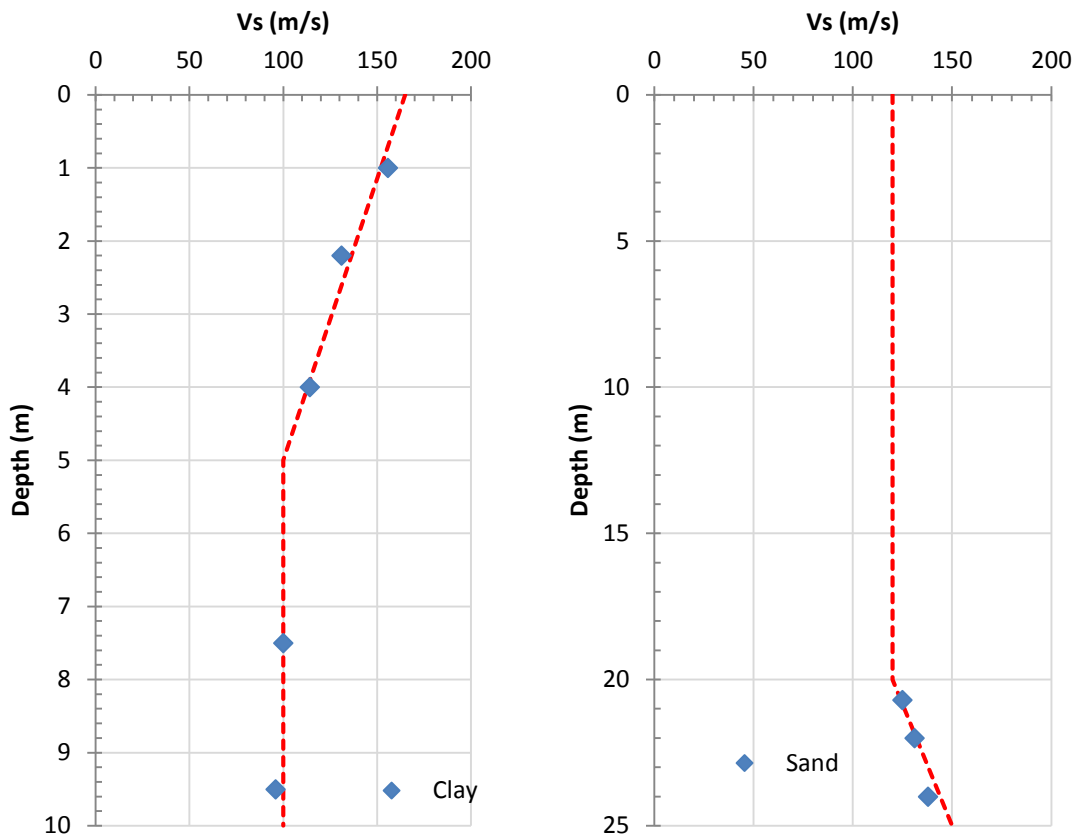


Figure 9-3 Shear wave velocity of clay and sand in borehole ABH-10

As the available site investigation information only includes the shear wave velocity of alluvium clay and sand up to 25m depth, for diluvium clay and sand, the shear wave velocity is taken from EN 1998-1:2004 Eurocode 8 Part 1, Table 3.1 from corresponding soil types.

With the shear wave velocity, the small strain shear modulus G_0 can be obtained from the following equation:

$$V_s = \sqrt{\frac{G_0}{\rho}}$$

where **ρ** is the density of soil and V_s is the shear wave velocity

For the shear modulus degradation curve, as no site specific information is available, hence the shear modulus degradation curve and damping curves are taken from guidelines. For sandy soils, the dynamic curves are taken from the set of standard dynamic curves from EPRI (1993) accounting for depth change for sandy soils. Figure 9-4 shows the shear modulus degradation curve and damping curve extracted from Figure 7.A.18 and 7.A.19 from EPRI (1993) "Guidelines for determining design basis ground motion – Volume 2: Appendices for ground motion estimation".

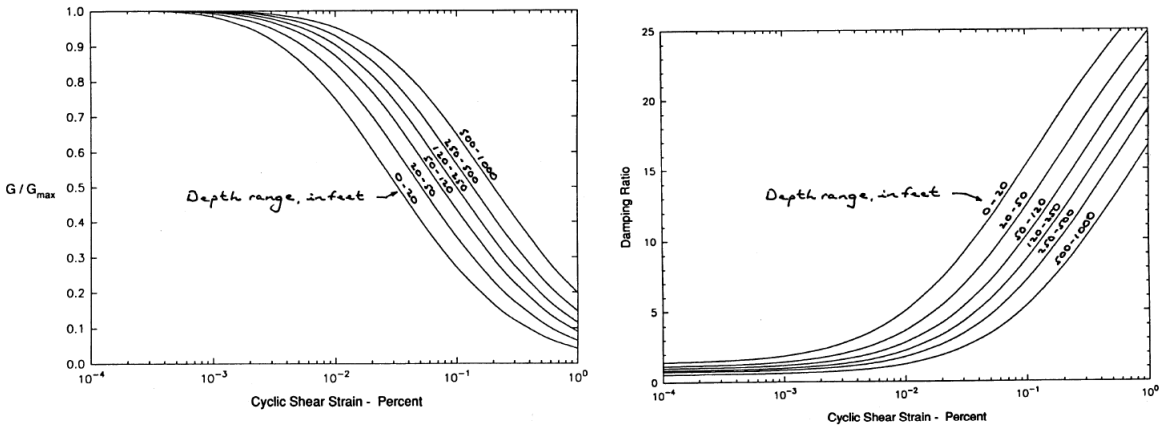


Figure 9-4 Dynamic curves (after EPRI, 1993)

For clayey soil, the soil dynamic curves are taken from Vucetic & Dobry, JGE 1/91 based on plastic index. The curves are shown in Figure 11-8.

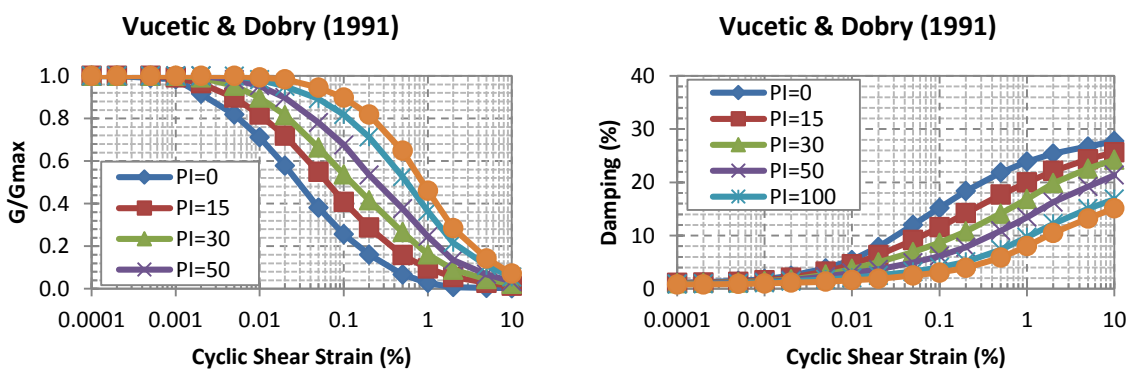


Figure 9-5 Dynamic curves

Source: Vucetic & Dobry (1991)

The PGA or a_{max} was calculateding the Geotechnical Interpretative Report - Bored Tunnel (latest report submitted by SMJO 19 August 2015). It is taken from the Vietnamese Earthquake Design Code, TCVN 9386:2012 and it is equal to 0.0848 (a_g) X 1.35 (S, soil factor for Type D soil) = 0.1145g.

The peak ground acceleration a_g on Type A (rock) is equal to 0.0848g for Ho Chi Minh City. The input motion is taken from the ground motion at Vietnam offshore in Nov 2007 scaled to the design rock head acceleration. Figure 9-6 shows the input motion. S is the soil factor which is equal to 1.35 for Type D soil. In TCVN 9386:2012, Type D soil is defined as deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil. This matches the soil profile for the site.

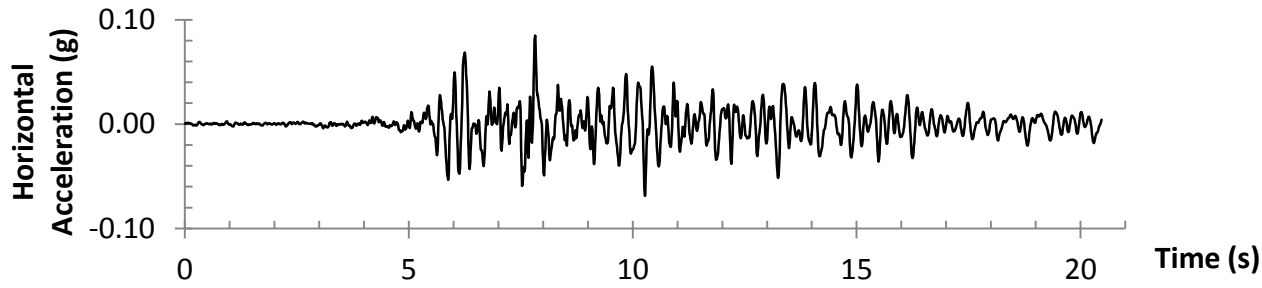


Figure 9-6 Input motion adopted

Source: Vietnam offshore Nov 2007

9.2.3 Ground profile

The soil profiles at the 4 selected sections are summarized in Table 9-1:

Table 9-1 Soil profile at the 4 sections

Soil	Section A - WBT		Section A - EBT		Section B		Section C	
	Top (m E.L.)	Bottom (m E.L.)	Top (m E.L.)	Bottom (m E.L.)	Top ()	Bottom ()	Top ()	Bottom ()
Clay	2.62	-1.2	2.62	-1.47	2.73	-1.1	2.03	-0.6
As1	-1.2	-8.03	-1.47	-9.97	-1.1	-11.29	-0.6	-9.59
As2	-8.03	-31.41	-9.97	-32.39	-11.29	-32.24	-9.59	-29.91
Dc	-31.41	-47	-32.39	-47	-32.24	-47.27	-29.91	-45.74
Ds	-47	-100	-47	-100	-47.27	-100	-45.74	-100
Rock	-100		-100		-100		-100	

Together with the soil parameters determined as mentioned previously, the soil properties are summarized in Table 9-2 to 5 below:

Table 9-2 Soil parameters of Section A – WBT

Layer	Soil	Top ()	Bottom ()	Top (m depth)	Bottom (m depth)	mid (m depth)	Thk. (m)	Vs (m/s)	Density (kg/m3)	G0 (MPa)	Dyn Curve
1	Clay	2.6	-1.2	0	3.8	1.9	3.8	140.2	1650	32.4	PI=30
2	As1	-1.2	-2.9	3.8	5.5	4.7	1.7	120	1950	28.1	(0-6)
3	As1	-2.9	-4.6	5.5	7.2	6.4	1.7	120	1950	28.1	(6-15)
4	As1	-4.6	-6.3	7.2	8.9	8.1	1.7	120	1950	28.1	(6-15)
5	As1	-6.3	-8	8.9	10.7	9.8	1.7	120	1950	28.1	(6-15)
6	As2	-8	-13	10.7	15.7	13.2	5	120	2000	28.8	(6-15)
7	As2	-13	-18	15.7	20.7	18.2	5	120	2000	28.8	(15-36)
8	As2	-18	-23	20.7	25.7	23.2	5	138.9	2000	38.6	(15-36)
9	As2	-23	-31.4	25.7	34	29.8	8.4	179	2000	64.1	(15-36)
10	Dc	-31.4	-40	34	42.6	38.3	8.6	229.6	2100	110.7	PI=30
11	Dc	-40	-47	42.6	49.6	46.1	7	319.6	2100	214.5	PI=30
12	Ds	-47	-55	49.6	57.6	53.6	8	393.2	2050	317	(36-75)
13	Ds	-55	-65	57.6	67.6	62.6	10	467.9	2050	448.9	(36-75)
14	Ds	-65	-75	67.6	77.6	72.6	10	550.9	2050	622.3	(36-75)
15	Ds	-75	-85	77.6	87.6	82.6	10	634	2050	823.9	(75-150)
16	Ds	-85	-100	87.6	102.6	95.1	15	737.7	2050	1115.7	(75-150)
17	Rock	-100						800	2200	1408	(75-150)

Table 9-3 Soil parameters of Section A – EBT

Layer	Soil	Top ()	Bottom ()	Top (m depth)	Bottom (m depth)	Mid (m depth)	Thk (m)	Vs (m/s)	Density (kg/m3)	G0 (MPa)	Dyn Curve
1	Clay	2.6	-1.5	0	4.1	2	4.1	138.4	1650	31.6	PI=30
2	As1	-1.5	-3.6	4.1	6.2	5.2	2.1	120	1950	28.1	(0-6)
3	As1	-3.6	-5.7	6.2	8.3	7.3	2.1	120	1950	28.1	(6-15)
4	As1	-5.7	-7.8	8.3	10.5	9.4	2.1	120	1950	28.1	(6-15)
5	As1	-7.8	-10	10.5	12.6	11.5	2.1	120	1950	28.1	(6-15)
6	As2	-10	-15	12.6	17.6	15.1	5	120	2000	28.8	(15-36)
7	As2	-15	-20	17.6	22.6	20.1	5	120.5	2000	29.1	(15-36)
8	As2	-20	-25	22.6	27.6	25.1	5	150.5	2000	45.3	(15-36)
9	As2	-25	-32.4	27.6	35	31.3	7.4	187.8	2000	70.5	(15-36)
10	Dc	-32.4	-40	35	42.6	38.8	7.6	226.9	2100	108.1	PI=30
11	Dc	-40	-47	42.6	49.6	46.1	7	316.9	2100	210.9	PI=30
12	Ds	-47	-55	49.6	57.6	53.6	8	393.2	2050	317	(36-75)
13	Ds	-55	-65	57.6	67.6	62.6	10	467.9	2050	448.9	(36-75)
14	Ds	-65	-75	67.6	77.6	72.6	10	550.9	2050	622.3	(36-75)
15	Ds	-75	-85	77.6	87.6	82.6	10	634	2050	823.9	(75-150)
16	Ds	-85	-100	87.6	102.6	95.1	15	737.7	2050	1115.7	(75-150)
17	Rock	-100						800	2200	1408	(75-150)

Table 9-4 Soil parameters of Section B

Layer	Soil	Top ()	Bottom ()	Top (m depth)	Bottom (m depth)	mid (m depth)	Thk (m)	Vs (m/s)	Density (kg/m3)	G0 (MPa)	Dyn Curve
1	Clay	2.7	-1.1	0.0	3.8	1.9	3.8	140.1	1650	32.4	PI=30
2	As1	-1.1	-3.6	3.8	6.4	5.1	2.5	120.0	1950	28.1	(0-6)
3	As1	-3.6	-6.2	6.4	8.9	7.7	2.5	120.0	1950	28.1	(6-15)
4	As1	-6.2	-8.7	8.9	11.5	10.2	2.5	120.0	1950	28.1	(6-15)
5	As1	-8.7	-11.3	11.5	14.0	12.7	2.5	120.0	1950	28.1	(6-15)
6	As2	-11.3	-16.3	14.0	19.0	16.5	5.0	120.0	2000	28.8	(15-36)
7	As2	-16.3	-21.3	19.0	24.0	21.5	5.0	129.1	2000	33.3	(15-36)
8	As2	-21.3	-26.3	24.0	29.0	26.5	5.0	159.1	2000	50.6	(15-36)
9	As2	-26.3	-32.2	29.0	35.0	32.0	6.0	192.0	2000	73.7	(15-36)
10	Dc	-32.2	-40.0	35.0	42.7	38.9	7.8	226.5	2100	107.7	PI=30
11	Dc	-40.0	-47.3	42.7	50.0	46.4	7.3	316.5	2100	210.3	PI=30
12	Ds	-47.3	-55.0	50.0	57.7	53.9	7.7	392.3	2050	315.4	(36-75)
13	Ds	-55.0	-65.0	57.7	67.7	62.7	10.0	466.2	2050	445.6	(36-75)
14	Ds	-65.0	-75.0	67.7	77.7	72.7	10.0	549.7	2050	619.4	(36-75)
15	Ds	-75.0	-85.0	77.7	87.7	82.7	10.0	633.1	2050	821.7	(75-150)
16	Ds	-85.0	-100.0	87.7	102.7	95.2	15.0	737.4	2050	1114.8	(75-150)
17	Rock	-100.0						800.0	2200	1408.0	(75-150)

Table 9-5 Soil parameters of Section C

Layer	Soil	Top ()	Bottom ()	Top (m depth)	Bottom (m depth)	mid (m depth)	Thk (m)	Vs (m/s)	Density (kg/m3)	G0 (MPa)	Dyn Curve
1	Clay	2.0	-0.6	0.0	2.6	1.3	2.6	147.9	1650	36.1	PI=30
2	As1	-0.6	-2.8	2.6	4.9	3.8	2.2	120.0	1950	28.1	(0-6)
3	As1	-2.8	-5.1	4.9	7.1	6.0	2.2	120.0	1950	28.1	(6-15)
4	As1	-5.1	-7.3	7.1	9.4	8.2	2.2	120.0	1950	28.1	(6-15)
5	As1	-7.3	-9.6	9.4	11.6	10.5	2.2	120.0	1950	28.1	(6-15)
6	As2	-9.6	-14.6	11.6	16.6	14.1	5.0	120.0	2000	28.8	(15-36)
7	As2	-14.6	-19.6	16.6	21.6	19.1	5.0	120.0	2000	28.8	(15-36)
8	As2	-19.6	-24.6	21.6	26.6	24.1	5.0	144.7	2000	41.9	(15-36)
9	As2	-24.6	-29.9	26.6	31.9	29.3	5.3	175.7	2000	61.7	(15-36)
10	Dc	-29.9	-40.0	31.9	42.0	37.0	10.1	237.4	2100	118.3	PI=30
11	Dc	-40.0	-45.7	42.0	47.8	44.9	5.7	327.4	2100	225.1	PI=30
12	Ds	-45.7	-55.0	47.8	57.0	52.4	9.3	397.5	2050	324.0	(36-75)
13	Ds	-55.0	-65.0	57.0	67.0	62.0	10.0	475.6	2050	463.8	(36-75)
14	Ds	-65.0	-75.0	67.0	77.0	72.0	10.0	556.7	2050	635.4	(36-75)
15	Ds	-75.0	-85.0	77.0	87.0	82.0	10.0	637.8	2050	834.0	(75-150)
16	Ds	-85.0	-100.0	87.0	102.0	94.5	15.0	739.2	2050	1120.1	(75-150)
17	Rock	-100.0						800.0	2200	1408.0	(75-150)

9.2.4 Site response analysis

The site response analysis is conducted by the computer program SHAKE91 with the above mentioned soil profile and parameters. The load increment due to seismic activity (earthquake load) is added to the structural analysis (SAP2000). Load combinations related to the seismic load do not include temporary loads, for instance grouting loads.

9.3 Seismic Longitudinal Analysis

Longitudinal seismic analysis is conducted for the tunnel based on Level-1 Earthquake. The horizontal displacement and vertical displacement of the ground causes the axial tension and compression of the tunnel. Figure 9-7 below shows a demonstration of the concept of longitudinal seismic analysis of tunnel.

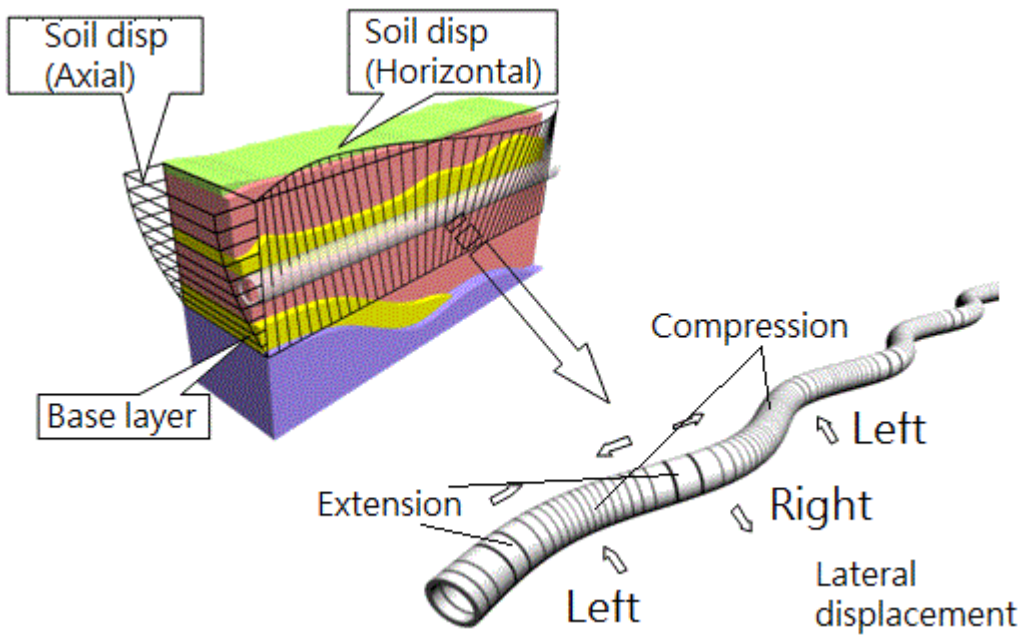


Figure 9-7 Longitudinal seismic analysis of tunnel

The longitudinal seismic analysis is conducted by calculating the axial compression, axial tension and axial strain of the tunnel caused by the horizontal and vertical displacement induced to the tunnel by the ground. These stresses and strains are checked against the allowable values.

9.3.1 Calculation Method

Firstly, the horizontal and vertical displacement ($U_{h(z)}$ and U_z) under earthquake is estimated by the following equations:

$$U_{h(z)} = \frac{2}{\pi^2} \times S_v \times T_s \times \cos(\frac{\pi Z}{2H})$$

$$U_v = \frac{1}{2} U_{h(z)}$$

where,

S_v = Spectral velocity (m/s)

T_s = Site natural period (s)

Z = Mid depth of the tunnel (m)

H = Thickness of surface soil layer above base layer

From the displacements, the compression and tension axial forces, moments and shear forces caused by horizontal and vertical displacement are calculated.

Axial compression force caused by horizontal displacement, P^{ch}:

$$P^{c_h} = \alpha^{c_1} \times \frac{\pi\, U_{h(z)}}{L} \times (EA)^{C_{eq}}$$

Axial tensile force caused by horizontal displacement, P^{Th}:

$$P^{T_h} = \alpha^{T_1} \times \frac{\pi\, U_{h(z)}}{L} \times (EA)^{T_{eq}}$$

Axial compression force caused by vertical displacement, P^{cv}:

$$P^{c_v} = \alpha^{c_1} \times \frac{\pi\, (U_{h(z)} + U_v)}{2L} \times (EA)^{C_{eq}}$$

Axial tensile force caused by vertical displacement, P^{Tv}:

$$P^{T_h} = \alpha^{T_1} \times \frac{\pi\, (U_{h(z)} + U_v)}{2L} \times (EA)^{T_{eq}}$$

Compression moment caused by horizontal displacement, M^{ch}:

$$M^{c_h} = \alpha^{c_2} \times \frac{4\pi^2\, U_{h(z)}}{L^2} \times (EI)^{C_{eq}}$$

Tensile moment caused by horizontal displacement, M^{Th}:

$$M^{T_h} = \alpha^{c_2} \times \frac{4\pi^2\, U_{h(z)}}{L^2} \times (EI)^{T_{eq}}$$

Compression moment caused by vertical displacement, M^{cv}:

$$M^{c_v} = \alpha^{c_3} \times \frac{4\pi^2\, U_v}{L^2} \times (EI)^{C_{eq}}$$

Tensile moment caused by vertical displacement, M^{Tv}:

$$M^{T_v} = \alpha^{T_3} \times \frac{4\pi^2\, U_v}{L^2} \times (EI)^{T_{eq}}$$

Compression shear caused by horizontal displacement, Q^{ch}:

$$Q^{c_h} = \alpha^{c_2} \times \frac{8\pi^3\, U_{h(z)}}{L^3} \times (EI)^{C_{eq}}$$

Tensile shear caused by horizontal displacement, Q^{ch}:

$$Q^{T_h} = \alpha^{T_2} \times \frac{8\pi^3\, U_{h(z)}}{L^3} \times (EI)^{T_{eq}}$$

Compression shear caused by vertical displacement, Q^{cv}:

$$Q^{c_v} = \alpha^{c_3} \times \frac{8\pi^3\, U_v}{L^3} \times (EI)^{C_{eq}}$$

Tensile shear caused by vertical displacement, Q^{Tv}:

$$Q^{T_v} = \alpha^{T_3} \times \frac{8\pi^3\, U_v}{L^3} \times (EI)^{T_{eq}}$$

where,

$(EA)^{Ceq}$ = axial compression stiffness of concrete lining
$(EA)^{Teq}$ = axial tensile stiffness of joint

$(EI)^{Ceq}$ = bending stiffness of concrete lining under compression state
$(EI)^{Teq}$ = bending stiffness of joint under tensile state
L = wave length of seismic wave of the site

α^{C1}, α^{T1}, α^{C2}, α^{T2}, α^{C3}, α^{T3} are coefficients used for calculation of forces, moments and shear based on tunnel structural stiffness:

$$\alpha^{c_1} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{C_1} L_i})^2}$$

$$\alpha^{T_1} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{T_1} L_i})^2}$$

$$\alpha^{c_2} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{C_2} L})^4}$$

$$\alpha^{T_2} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{T_2} L})^4}$$

$$\alpha^{c_3} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{C_3} L})^4}$$

$$\alpha^{T_3} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{T_3} L})^4}$$

where,

$$L_i = \sqrt{2}\, L$$

$$\lambda^{C_1} = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)^{C_{eq}}}}$$

$$\lambda^{T_1} = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)^{T_{eq}}}}$$

$$\lambda^{C_2} = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{(EI)^{C_{eq}}}}$$

$$\lambda^{T_2} = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{(EI)^{T_{eq}}}}$$

$$\lambda^{C_3} = \sqrt[4]{\frac{K_{g3}}{(EI)^{C_{eq}}}}$$

$$\lambda^{T_3} = \sqrt[4]{\frac{K_{g3}}{(EI)^{T_{eq}}}}$$

and

$$K_{g1} = C_1\, G_s$$
$$K_{g2} = C_2\, G_s$$
$$K_{g3} = C_3\, G_s$$

C_1, C_2, C_3 are constants according to on the Japanese design code “Design manual for common ducts” by Japanese Road Association (JRA 1986).

G_s is the average shear modulus of the soil.

After obtaining the axial force, shear and moment caused by seismic displacements, the combined forces by horizontal and vertical actions, and rotating to the sectional plane direction are estimated:

10. REFERENCES

Dinh Ho Tong Minh, Le Van Trung, Thuy Le Toan. *Mapping Ground Subsidence Phenomena in Ho Chi Mihn City through the Radar Interferometry Technique Using ALOS PALSAR Data.* Remote Sensing, 2015, 8543-8562.

EPRI. *Guidelines for determining design basis ground motion – Volume 2: Appendices for ground motion estimation.* Electric Power Research Institute, 1993.

Hazama Corp. *KL Segment Report.* Tokyo: Hazama Corporation Press, 2000.

JRA. *Design manual for common ducts.* Japanese Road Association, 1986.

JRTRI. *Design Standards for Railway Structures and Commentary-Shield Tunnel (DSRSC-ST).* Tokyo: Japan Railway Technical Research Institute, 2002.

JSCE . *Standard Specifications for Concrete Structures (Design).* Tokyo: Japan Society of Civil Engineers, 2007.

Koizumi Atsushi, Liu,. "Shield Tunnel Segmental Lining Design." Translated by LinXing Guang. Beijing: China Architecture and Building Press, 2011.

Ltd., Hitachi. " Re: Request Information of Rolling Stock's Design Fire Heat Release Rate ." December 02, 2015.

Program, Steering Center for Urban Flood Control. *Ho Chi Minh City Flood and Inundation Management, Final Report.* Vol. II. n.d.

Shinichiro OhgakiI; Yatsuka Kataoka; Satoshi Takizawa; Tetsuo Kuyama. *Sustainable Groundwater Management in Asian Cities. Chapter 3 Water Resources Management in Ho Chi Minh City.* Kanagawa: Freshwater Resources Management Project. Institute for Global Environmental Strategies (IGES), 2007.

SMJO. "Geotechnical Interpretative Report." Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1) Contract Package-1b: Civi, 18 August 2015.

SMJO. "Ground Settlement Assessment due to TBM Works : report No. DOC/1B/T/BTN/ GEO/DR/3100/-." April 2015.

SMJO. "Structure Gauge & Alignment resolution: report No. DOC/1B/T/GNL/DES/DR/ 0300/-." July 2015.

Vucetic, M. and Dobry, R. *Effect of soil plasticity on cyclic response.* Vols. Vol. 117, No. 1. Journal of Geotechnical Engineering (ASCE), 1991.

Zhang, F. Y., and H. H Zhu. *Shield Tunnelling Method.* Beijing: China Communications Press, 2004.

TÊN DỰ ÁN:	Tuyến Đường Sắt Đô Thị TP. Hồ Chí Minh Đoạn Bến Thành – Suối Tiên (Tuyến số 1) Gói Thầu -1b: Xây dựng (Đoạn ngầm từ KM 0+615 đến KM 2+360)

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TẤM VỎ HẦM KHIÊN ĐÀO

REVISION STATUS

REV. No.	DATE	DESCRIPTION	REMARKS
C	23 Mar 2015	Phát hành lần 3	Chỉnh sửa theo các ý kiến từ NJPT lần thứ 2
B	20 August 2015	Phát hành lần 2	Chỉnh sửa theo các ý kiến từ NJPT
A	03 March 2015	Phát hành lần 1	Thực hiện lần 1

	PREPARED BY	CHECKED BY	APPROVED BY
NAME	**Ozturk Ozgur**	**Kenichi Ito**	**Nobuyuki Kawai**
SIGNATURE			
DATE	**23 March 2016**		

MỤC LỤC

1. TỔNG QUÁT 6

1.1 Các tiêu chuẩn 10

1.2 Các điều kiện kết cấu tấm 10

1.3 Vật liệu 16

1.4 Các hệ số an toàn thiết kế 17

1.5 Quy trình thiết kế tấm vỏ 19

2. ĐIỀU KIỆN THIẾT KẾ 20

2.1 Các mặt cắt ngang thiết kế đề xuất 20

2.2 Các điều kiện địa kỹ thuật 23

2.3 Tải trọng 24

3. TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG 32

3.1 Áp lực đất, áp lực nước thủy tĩnh và trọng lượng bản thân 32

3.2 Ảnh hưởng kết cấu tòa nhà hiện hữu 34

3.3 Ảnh hưởng thi công hầm khiên đào đôi 36

4. PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH KẾT CẤU 39

4.1 Tính toán hằng số lò xo chịu cắt 42

4.2 Tính toán hằng số lò xo quay 42

4.3 Tính toán hằng số lò xo chịu cắt 44

5. THIẾT KẾ KẾT CẤU 44

5.1 Kiểm tra cường độ kết cấu vỏ 44

5.2 Kiểm tra ứng suất/bung mối nối 44

5.3 Kiểm soát bề rộng khe nứt và độ bền 45

5.4 Kiểm tra bu lông 45

6. KIỂM TRA TẤM CHỊU TẢI THI CÔNG 45

6.1 Kiểm tra lực kích (ảnh hưởng của đẩy máy khoan) 45

6.2 Kiểm tra phun vữa thứ cấp 46

7. KIỂM TRA ĐẨY NỔI 47

7.1 Đẩy nổi do áp lực thủy tĩnh 47

7.2 Đẩy nổi do hóa lỏng đất 47

8. KIỂM TRA CÁC KẾT CẤU KHÁC 47

8.1 Kiểm tra mối nối chu vi 47

8.2 Lực thao tác 47

8.3 Sự kín nước (Thiết kế kín nước tấm) 49

8.4 Vát mặt 49

9. THIẾT KẾ ĐỘNG ĐẤT 50

9.1 Phân tích hóa lỏng 50

9.2 Phân tích động đất phương ngang 51

9.3 Phân tích động đất theo phương dọc 58

10. THAM KHẢO 62

DANH SÁCH HÌNH

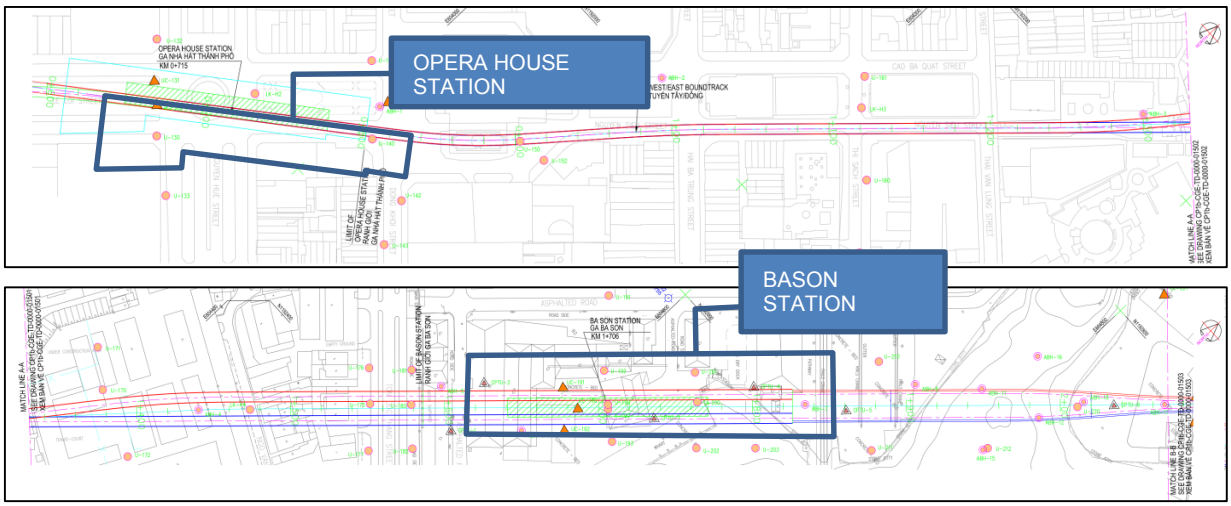
Hình 1-1 Mặt bằng hầm khoan từ KM 0+600 đến KM 2+080 6
Hình 1-2 Cấu hình tấm vỏ 8
Hình 1-3 Vị trí mối nối hướng tâm của tấm (Mối nối chu vi của tấm) 9
Hình 1-4 Mối nối chu vi của phân đoạn (Mối nối trục) 9
Hình 1-5 Chi tiết mối nối hướng tâm của tấm (trái) và mối nối chu vi của phân đoạn (phải) 9
Hình 1-6 Khổ kết cấu và khái niệm dung sai trong DSRSC-ST 10
Hình 1-7 Khổ xây dựng và kích thước kết cấu đường chạy 11
Hình 1-8 Mặt cắt ngang hầm điển hình (hầm khoan) – Đoạn thẳng 11
Hình 1-9 Mặt cắt ngang hầm điển hình (hầm khoan) (R=350m, CANT =100mm) (trái) 12
Hình 1-10 Mặt cắt ngang hầm điển hình (hầm khoan) (R=350m, CANT =100mm) (phải) 12
Hình 1-11 Phương pháp xếp chồng ở công trường và bãi tập kết 13
Hình 1-12 K-Phương lắp đặt tấm khóa 14
Hình 1-13 Bố trí trám khe cho kín nước 15
Hình 1-14 Bố trí trám cho kín nước với tấm khóa 15
Hình 1-15: Nguyên tắc thiết kế cho phân tích tuyến tính 18
Hình 1-16: Nguyên tắc thiết kế cho phân tích phi tuyến 18
Hình 1-17 Quy trình thiết kế tấm 19
Hình 2-1 Vị trí các mặt cắt nguy hiểm 20
Hình 2-2 Mặt cắt ngang địa chất A-A tại lý trình (1+400) 21
Hình 2-3 Mặt cắt ngang địa chất B-B tại lý trình (0+860) 21
Hình 2-4 Mặt cắt ngang địa chất C-C tại lý trình 0+980 22
Hình 2-5 Áp lực nước (từ DSRSC-ST) 28
Hình 2-6 Áp lực đất phương đứng và ngang tác dụng lên hầm (theo Hình 9 DSRST-ST) 29
Hình 3-1 Ứng suất thông thường hiệu quả bổ sung tác dụng từ Plaxis (đỉnh) tác dụng tải tòa nhà trong mô hình kết cấu SAP2000 (đáy) 35
Hình 3-2 Mặt cắt địa chất B-B tại CH0+860 (Tải tòa nhà lớn nhất) 35
Hình 3-3 Mặt cắt địa chất C-C tại CH0+980 (Tải tòa nhà không cân bằng lớn nhất) 36
Hình 4-1 Mô hình kết cấu các phân đoạn tấm (Mô hình Dầm-Lò xo) 39
Hình 4-2 Mô hình SAP2000 40
Hình 4-3 Hệ tọa độ cực tiêu chuẩn 40
Hình 4-4 Hình ảnh sơ bộ bố trí tấm 41
Hình 4-5 Mô hình phản lực nền/tương tác nền (theo Hình 4 DSRSC-ST) 42
Hình 4-6 Mối quan hệ lò xo quay và tỷ lệ lệch tâm tải trọng 43
Hình 6-1 Các trường hợp áp lực phun vữa thứ cấp a và b trong mô hình SAP2000. 47
Hình 8-1 Lưu đồ thiết kế dải trám ..... **Error! Bookmark not defined.**9
Hình 9-1 Mặt cắt địa chất phương dọc của hầm khiên đào 50
Hình 9-2 Chuyển vị phản ứng nền áp dụng lên mô hình hầm 51
Hình 9-3 Tốc độ dao động cắt của sét và cát tại hố khoan ABH-10 52
Hình 9-4 Các đường cong động (theo EPRI, 1993) 53
Hình 9-5 Các đường cong động 53
Hình 9-6 Dịch chuyển đầu vào lựa chọn 54
Hình 9-7 Phân tích động đất phương dọc đường hầm 59

DANH SÁCH BẢNG

Bảng 1-1: Các điều kiện chung của hầm khoan 6
Bảng 1-2: Tiêu chuẩn thiết kế lớp vỏ hầm khoan (không có vỏ thứ cấp) 7
Bảng 1-3: Đặc trưng của bê tông đúc sẵn (theo DSRSC-ST, JRTRI) 16
Bảng 1-4: Đặc trưng cốt thép (theo DSRSC-ST, JRTRI) 16
Bảng 1-5: Đặc trưng của bu lông (theo DSRSC-ST, JRTRI) 16
Bảng 1-6: Tiêu chuẩn danh nghĩa cho hệ số vật liệu 17
Bảng 1-7: Tiêu chuẩn danh nghĩa cho hệ số phần tử - Tấm bê tông 17
Bảng 1-8: Tiêu chuẩn danh nghĩa cho hệ số tải trọng - Tấm bê tông 17
Bảng 1-9: Tiêu chuẩn danh nghĩa cho hệ số kết cấu và hệ số phân tích kết cấu 17
Bảng 2-1: Các mặt cắt nguy hiểm A-A, B-B và C-C tóm tắt 21
Bảng 2-2: Lựa chọn mặt cắt nguy hiểm cho các phân tích kết cấu chi tiết. 22
Bảng 2-3: Tham khảo hố khoan cho giếng phóng máy khoan 23
Bảng 2-4: Các thông số kiến nghị cho đất của ga Ba Son và ga Nhà hát 23
Bảng 2-5 Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng cho đường hầm chịu áp lực đắp trên toàn phần 25
Bảng 2-6: Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng cho đường hầm chịu áp lực đất rời 26
Bảng 2-7: Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng cho thao tác tấm và kiểm tra mối nối 27
Bảng 2-8: Tổng hợp tĩnh tải và tải tác dụng 27
Bảng 2-9: Mực nước ngầm thiết kế đối với tầng ngậm nước bên trên của dự án HCMC Metro (CP-1b) 28
Bảng 2-10: Đánh giá cường độ các hằng số đất được sử dụng để tính áp lực đất rời (theo Bảng DSRSC-ST) 29
Bảng 2-11: Hệ số áp lực đất phương ngang λ 31
Bảng 3-1: Tải trọng thiết kế cơ bản đường hầm phía Đông (EBT) 32
Bảng 3-2: Tải trọng thiết kế cơ bản đường hầm phía Tây (WBT) 33
Bảng 3-3: Áp lực bề mặt của WBT tại lý trình đường hầm khác nhau 38
Bảng 4-1 Giá trị hệ số phản lực đất × Bán kính hầm trong mô hình lò xo chu vi toàn phần (in 10^3 kN /m^2) 42
Bảng 4-2: Giá trị lò xo đất 42
Bảng 9-1 Mặt cắt địa chất tại 4 mặt cắt 54
Bảng 9-2 Các thông số đất của mặt cắt A – WBT 55
Bảng 9-3 Các thông số đất của mặt cắt A – EBT 56
Bảng 9-4 Các thông số đất của mặt cắt B 57
Bảng 9-5 Các thông số đất của mặt cắt C 58

1. TỔNG QUÁT

Hướng dẫn thiết kế là tổng hợp các nguyên tắc, quy trình và phương pháp thiết kế được nêu trong "Báo cáo thiết kế hầm khiên đào" được phát triển bởi AECOM Pte. Ltd cho thiết kế chi tiết công trình vĩnh cửu Dự án xây dựng đường sắt đô thị TPHCM (tuyến 1) – Gói thầu (CP) 1b hầm khoan. Hầm khoan đôi trong hợp đồng này bắt đầu từ lý trình 0+805 (kết thúc ga Nhà hát) tới lý trình 1+586 (bắt đầu ga Ba Son) (Hình 1-1). Tổng chiều dài mỗi hầm xấp xỉ 780 m. Mặt đất hiện thời trong vùng tương đối bằng phẳng, thay đổi từ 1,7 m E.L. đến 2,4 m E.L. Trong khu vực ga Ba Son hầm khoan đôi nằm liền với nhau (lý trình của chúng song song); ở khu vực Nhà hát lớn hầm tuyến phía Đông nằm bên dưới đường hầm tuyến phía Tây, hình thành mặt cắt xếp chồng. Đất đắp trên hầm lớn nhất và nhỏ nhất lần lượt là khoảng 22,3m và 8,7m. Các chi tiết cho kết cấu đề xuất được trình bày trong Bảng 1-1, các tiêu chuẩn thiết kế được liệt kê trong Bảng 1-2.



Hình 1-1 Mặt bằng hầm khoan từ KM 0+600 đến KM 2+080

Bảng 1-1: Các điều kiện chung của hầm khoan

Mục	Mô tả	Phía Tây	Phía Đông
Các điều kiện thiết kế chính	Loại đường hầm	Hầm khoan (các chi tiết thể hiện trong Bảng 1-2)	
	Tuyến đơn hay tuyến đôi?	Tuyến đơn (tuyến bên trên)	Tuyến đơn (tuyến bên dưới)
	Chiều dài (m)	780	780
	Đất bên trên (m)	9,0 ~ 8,7	22,3 ~ 8,7
	Bán kính nhỏ nhất (m) và độ dốc lớn nhất	Tuyến cong R=350m, CANT =100mm	
Vị trí hầm và các giới hạn	Điều kiện mặt bằng tại vị trí hầm	Đường và các tòa nhà	
	Loại đường	Đường đô thị và phố	
	Các tiện ích	Tham khảo Báo cáo lún tiện ích	
Điều kiện địa chất	Điều kiện địa chất bên trên hầm	Đất đắp, sét và cát bồi tích	
	Điều kiện địa chất tại mặt cắt hầm	Cát	
	Cao trình mực nước ngầm	+3,12m EL (lụt, tần suất 300 năm) Mặt đất (cao trình mực nước cao) -1,93m EL (cao trình mực nước thấp)	
	Ổn định bề mặt máy khoan	Đất mềm	
Các ràng buộc mặt bằng, các giới hạn	Móng các tòa nhà	Tham khảo hồ sơ móng tòa nhà	
Điều kiện môi	Các giới hạn lún	10mm cho Nhà hát TP,	

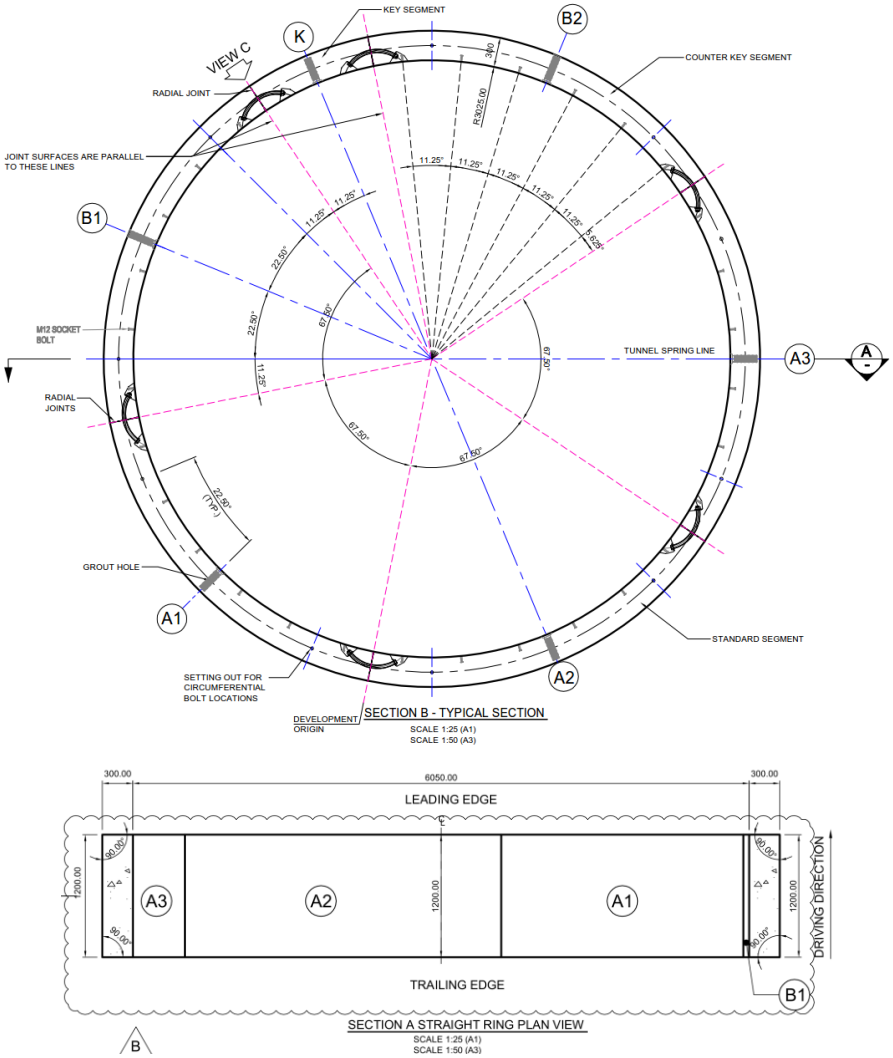
trường		20mm cho các kết cấu khác Tham khảo DOC/1B/T/BTN/GEO/DR/3100/-

Bảng 1-2: Tiêu chuẩn thiết kế lớp vỏ hầm khoan (không có vỏ thứ cấp)

Loại hầm		**Hầm khoan**
Chiều dài hầm (m)		780 m x 2 Hầm
Tấm vỏ	Loại	5 tấm dài tiêu chuẩn cộng 1 tấm khóa.
	Đường kính ngoài (m)	6,65 m
	Đường kính trong (m)	6,05 m
	Chiều dày (m)	0,3 m
	Chiều rộng (m)	1,2 m
	Lớp bảo vệ BT nhỏ nhất	40 mm
	Mối nối tấm	2 bu lông cong cho mối nối tấm; và 2 dải trám hút nước.
	Mối nối phân đoạn (phương dọc)	16 bu lông cong mỗi phân đoạn; 2 dải trám hút nước; và 1 khóa bê tông dọc theo mối nối.
Mô hình phân tích kết cấu		Mô hình Hai-Dầm-phân đoạn theo tiêu chuẩn DSRSC-ST.

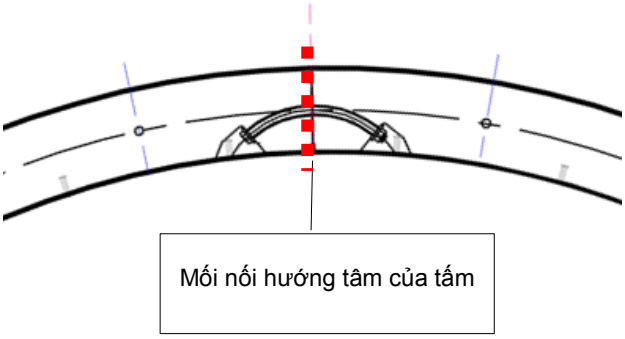
Lớp vỏ hầm đề xuất có đường kính trong 6,05m dày 300mm. Hệ thống tấm vỏ rộng 1200mm là một hệ thống 5+1, nó bao gồm 3 tấm thường, 2 tấm khóa ngược và 1 tấm khóa. Sự sắp xếp này được áp dụng rộng rãi trên thế giới.

Đường kính trong 6050mm được xác định bởi các yêu cầu kỹ thuật thiết kế phác thảo với các dung sai cho phép. Chiều dày lớp vỏ là 300mm được chọn đối với yêu cầu kết cấu để chống lại các ngoại lực lên lớp vỏ. Để tạo thuận lợi cho tiếp xúc đường cong theo phương đứng và phương ngang, phân đoạn vỏ được làm vát theo bề rộng. Một tập hợp phân đoạn vát theo tay phải và tay trái sẽ được xoay để làm cho mặt vát tác động theo hướng làm cho tuyến thiết kế của các đường hầm và điều chỉnh dung sai từ tuyến đề xuất. Con số vát 38mm đề xuất có thể tạo ra đường cong bán kính 350m. Thêm nữa, phân đoạn thẳng sẽ sử dụng cho phần tuyến thẳng.

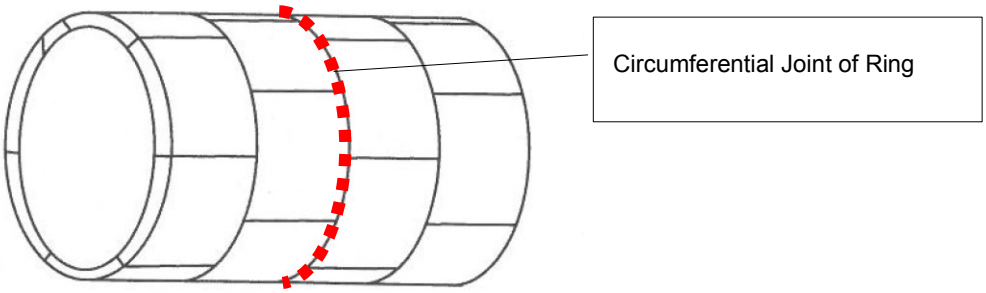


Hình 1-2 Cấu hình tấm vỏ

Mối nối hướng tâm của các tấm và mối nối chu vi của phân đoạn (cũng lần lượt gọi là mối nối tấm và mối nối phân đoạn) là mối nối phẳng. Hai bu lông cong tại mỗi mối nối hướng tâm giữa các tấm trong cùng một phân đoạn cho mỗi mối nối sẽ được cung cấp. Các liên kết chu vi giữa các phân đoạn bao gồm các bu lông cách nhau 22,5 độ. Mỗi tấm có 3 bu lông theo chu vi ngoại trừ đốt khóa, có 1 bu lông.

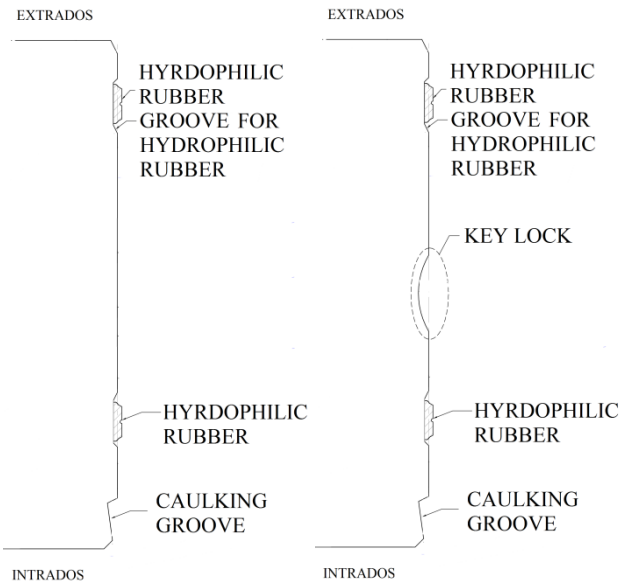


Hình 1-3 Vị trí mối nối hướng tâm của tấm (Mối nối chu vi của tấm)



Hình 1-4 Mối nối chu vi của phân đoạn (Mối nối trục)

Cao su thấm nước sẽ được cung cấp hai bên tấm để đảm bảo kín nước (xem Hình 1-5). Khóa sẽ chỉ được cung cấp dọc theo các mối nối chu vi thể hiện trong hình bên dưới:



Hình 1-5 Chi tiết mối nối hướng tâm của tấm (trái) và mối nối chu vi của phân đoạn (phải)

1.1 Các tiêu chuẩn

Tất cả công tác thiết kế thuân thủ theo Tiêu chuẩn Nhật Bản hiện hành phù hợp. Trường hợp có các tiêu chuẩn thiết kế khác nhau, nêu trong tài liệu hợp đồng, các tiêu chuẩn, Quy chuẩn thực hành hoặc các quy định pháp luật liên quan, tài liệu hợp đồng chính Quyển 4 Yêu cầu kỹ thuật thiết kế phác thảo cho gói thầu 1b (CP1b), các ưu tiên tiếp theo bởi các tiêu chuẩn quy chuẩn liệt kê bên dưới là những tài liệu được ưu tiên trước. Bất kỳ tiêu chuẩn liên quan nào khác phải được tham khảo, khi cần thiết.

- Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu đường sắt – Hầm khoan - Viện nghiên cứu kỹ thuật đường sắt Nhật Bản (JRTRI), 2002.
- "Tiêu chuẩn kỹ thuật cho kết cấu bê tông – Thiết kế", Hướng dẫn số 15 cho bê tông phát hành bởi Hội kỹ sư xây dựng Nhật Bản (JSCE), 2007.
- Tiêu chuẩn kỹ thuật cho khoan hầm (JSCE), 2006: Hầm khoan.

1.2 Các điều kiện kết cấu tấm

Đường hầm phải bao gồm hai ống chạy riêng biệt, mỗi ống một đường chạy. Mỗi đường chạy phải có khả năng hoạt động theo 2 chiều trong trường hợp khẩn cấp, bảo trì. Các chi tiết đo kết cấu yêu cầu và đường sơ tán khẩn cấp cùng với khoảng cách cần thiết cho các thiết bị E&M được thể hiện trong bản vẽ thầu của Chủ đầu tư (bản vẽ 1/GW/2007 (1/2 và 2/2), 1/GW/2008). Thêm nữa, dung sai cần thiết được kiểm tra phù hợp với Yêu cầu kỹ thuật thiết kế và DSRSC-ST. Kết cấu đạt được tất cả các dung sai hoàn công có trong tiêu chuẩn trong mục 9.9.12 quyển 4 Tiêu chuẩn kỹ thuật thiết kế phác thảo cho gói thầu 1b. Tổng thể lớp vỏ hoàn công đường hầm phải tuân thủ dung sai như thể hiện bên dưới. Nhà thầu có thể đề xuất các dung sai khác như một phần của đệ trình thiết kế.

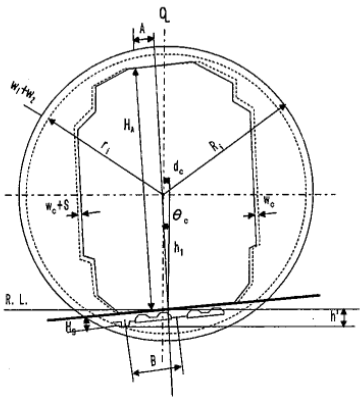
(1) Vị trí hoàn công của mặt đứng trong của tấm vỏ đường hầm không được lệch khỏi vị trí thiết kế hơn 75mm.

(2) Mặt đứng trong của bất kỳ phân đoạn nào của hầm khoan không được lệch đường tròn thực hơn ±25 mm. Đó là, đường kính trong của phân đoạn hoàn công không được khác đường kính trong thiết kế hơn ±50 mm.

(3) Mặt phẳng của bề mặt chính mỗi phân đoạn, bao gồm cả phân đoạn vát, không được lệch ra tại bất kỳ điểm nào so với mặt phẳng hơn ±6 mm.

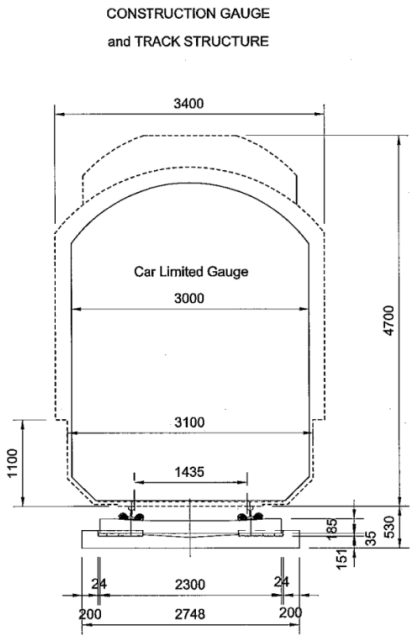
(4) Các bước giữa các đốt tiếp giáp không được lớn hơn ±5 mm.

(5) Chênh lệch lỗ bu lông mối nối chu vi không lớn hơn ±5 mm; chênh lệch tổng tối đa cho phép của tất cả các lỗ bu lông của bất kỳ phân đoạn nào là ±40 mm so với vị trí thiết kế.

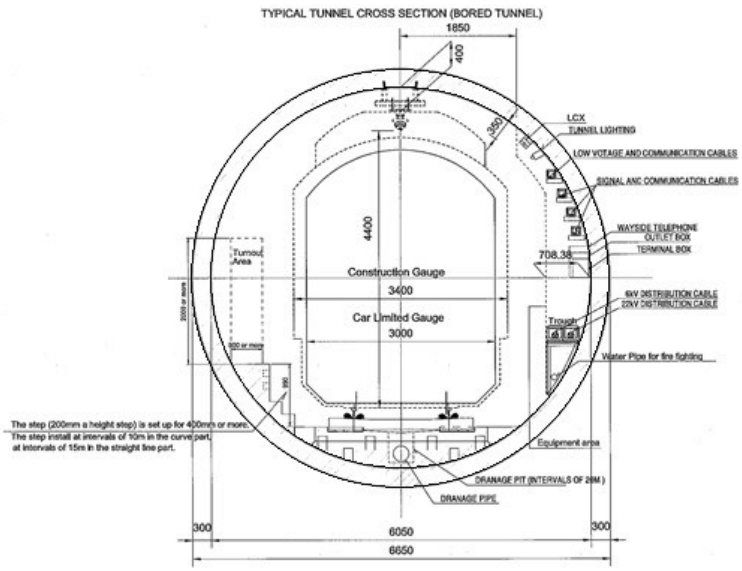


Hình 1-6 Khổ kết cấu và khái niệm dung sai trong DSRSC-ST

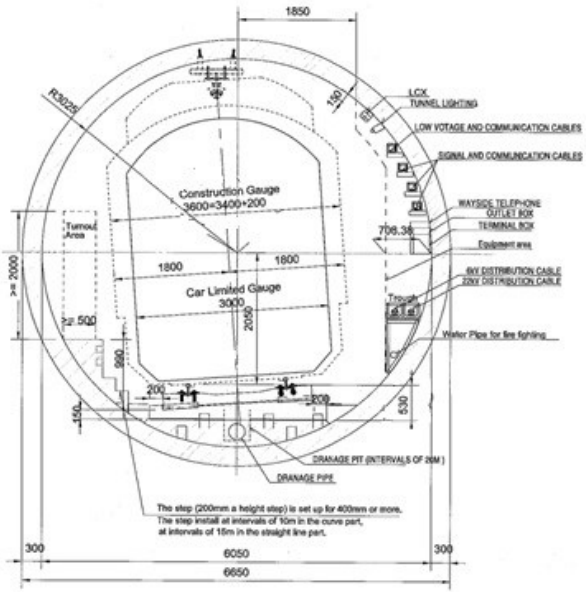
Với tuyến Phía Đông và phía Tây, bán kính cong theo mặt bằng tối thiểu là 350m. Mặt cắt ngang khổ kết cấu tương ứng cho tuyến thẳng và cong thể hiện trong hình bên dưới:



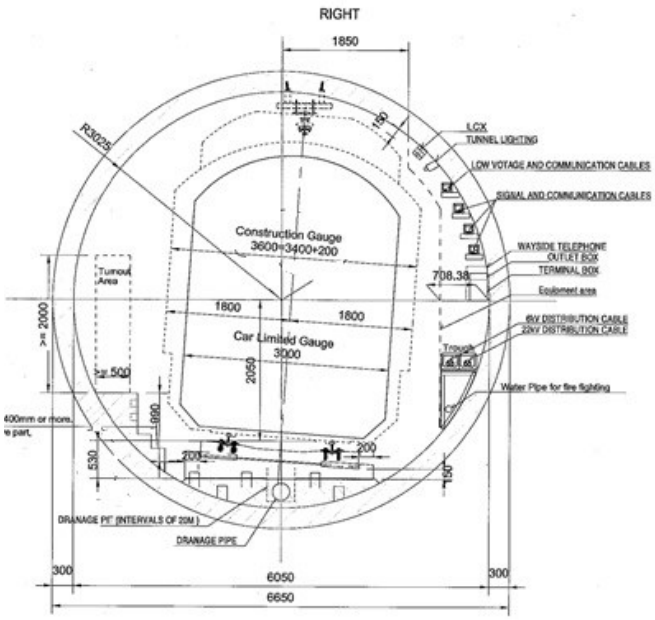
Hình 1-7 Khổ xây dựng và kích thước kết cấu đường chạy



Hình 1-8 Mặt cắt ngang hầm điển hình (hầm khoan) – Đoạn thẳng



Hình 1-9 Mặt cắt ngang hầm điển hình (hầm khoan) (R=350m, CANT =100mm) (trái)



Hình 1-10 Mặt cắt ngang hầm điển hình (hầm khoan) (R=350m, CANT =100mm) (phải)

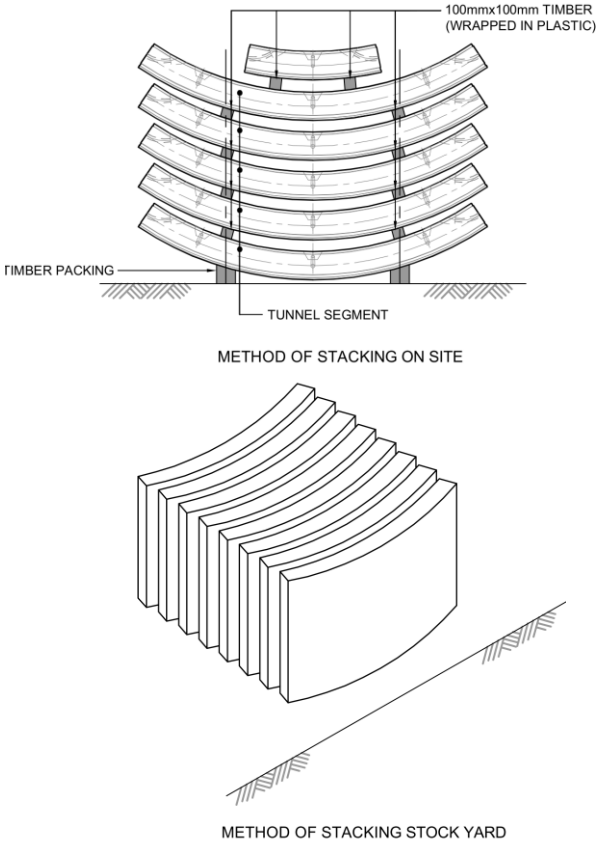
Như có thể thấy từ các mặt cắt ngang trên, các đường kính trong của hầm đáp ứng đủ các yêu cầu E&M, đường đi bộ và các bộ phận cần thiết.

Cần thiết để xem xét toàn bộ quá trình thao tác vỏ hầm, từ sản xuất & vận chuyển. Theo đó, kiểm tra thiết kế cần thiết được xem xét và các vấn đề cụ thể được đánh giá để cung cấp thiết kế an toàn và chắc chắn. Một số quá trình và khái niệm thiết kế được thể hiện bên dưới:

i. Vận chuyển và thao tác

Trong thiết kế, vận chuyển và tập kết, thao tác tấm vỏ đã được xem xét tương ứng, được thảo luận với đội thi công.

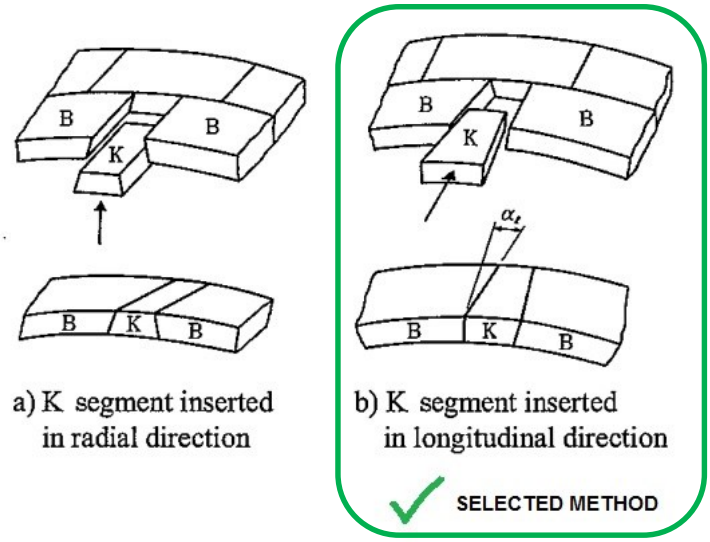
Thiết kế được xem xét các phương pháp bên dưới:



Hình 1-11 Phương pháp xếp chồng ở công trường và bãi tập kết

ii. Hướng cài đặt tấm khóa

Để có thiết kế và thi công chắc chắn hơn, việc lắp đặt tấm khóa được chọn theo phương dọc như thể hiên (b) bên dưới. Tiêu chuẩn Nhật đề cập rằng nếu tấm khóa không lắp đặt theo phương hướng tâm hoặc nếu tấm khóa không bao gồm một tấm vỏ mỏng, áp lực chèn vữa sau không được xem là nguy hiểm. Tuy nhiên, các kiểm tra cần thiết thiên về an toàn đã được tiến hành.



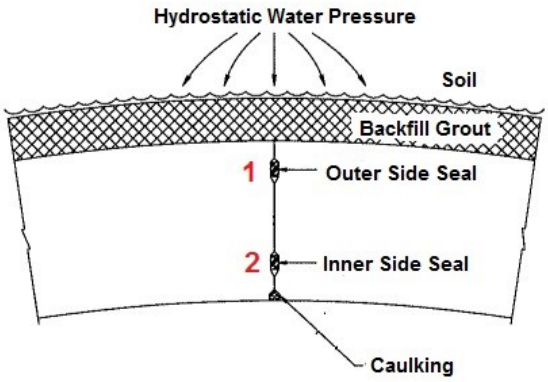
Hình 1-12 K-Phương lắp đặt tấm khóa

iii. Gia tăng độ kín nước

Xem xét các điều kiện nền, mực nước ngầm và lún nền dài hạn được dự báo tại TPHCM (mặc dù các báo cáo tham khảo thể hiện rằng quận 1, vị trí dự án là một trong những vùng ổn định nhất ở TPHCM), hai lớp gioăng thấm nước được cung cấp ở bề mặt tấm như thể hiện bên dưới.

Trong Tiêu chuẩn Nhật Bản, trám tấm hai lớp được xem như biện pháp bổ sung (dự phòng) để tăng độ kín nước cho các dự án cụ thể mà đường kính hầm có thể rất lớn và chịu áp lực nước cao… Tham khảo phần trích đoạn bên dưới từ Tiêu chuẩn Nhật Bản diễn giải rằng trám khe hai lớp là một biện pháp xử lý bổ sung để giảm thiểu rủi ro.

> 一般に，シール材を１段貼付して止水対策を行う．ただし，大断面トンネル，大土被りトンネル，高水圧が作用するトンネル，内水圧が作用する水路トンネルなど，トンネルの用途や条件によってはシール材を外側だけでなく内側にも貼付し２段配置とすることがある．この場合のシール材の設計では，外側の１段目のシール材で水密性を確保したうえで，バックアップとしてそのシール材を２段貼付する場合が多い．

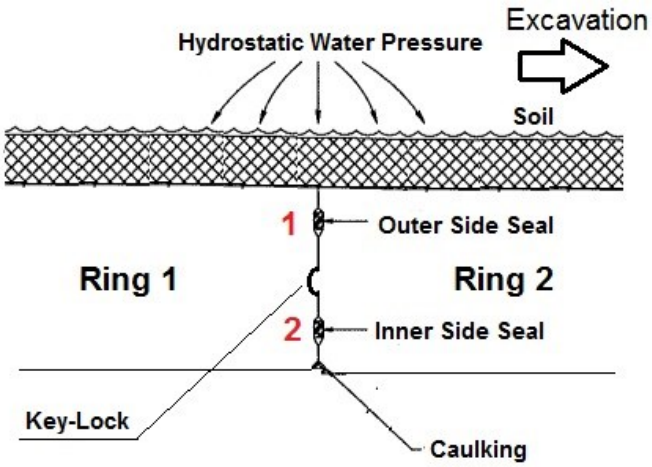


Hình 1-13 Bố trí trám khe cho kín nước

Để thiên về an toàn, một trám khe được xem xét trong tính toán kín nước.

iv. Cung cấp khóa giữa các phân đoạn để truyền lực cắt

Khóa được chọn giữa các phân đoạn để có khả năng điều chỉnh vị trí. Kiểm tra kết cấu tấm được tiến hành theo JSCE.



Hình 1-14 Bố trí trám cho kín nước với tấm khóa

1.3 Vật liệu

Tấm vỏ hầm được chế tạo bằng bê tông cốt thép đúc sẵn. Tính chất bê tông được cho ở **Bảng 1-3**. Cốt thép thanh

1.3.1 Bê tông đúc sẵn

Bảng 1-3: Đặc trưng của bê tông đúc sẵn (theo DSRSC-ST, JRTRI)

Đặc trưng	Yêu cầu
Trọng lượng riêng γ_c	26kN/m^3
Mô đun đàn hồi của bê tông (ngắn hạn) E_c	39 kN/mm²
Hệ số Poisson ν	0,17
Đặc trưng cường độ của bê tông f_{ck}	48 N/mm²

1.3.2 Cốt thép thanh

Bảng 1-4: Đặc trưng cốt thép (theo DSRSC-ST, JRTRI)

Đặc trưng	Yêu cầu
Trọng lượng riêng γ_s	7850 kg/m^3
Cường độ chảy f_y	390 N/mm²
Mô đun đàn hồi E_s	210 kN/mm²

1.3.3 Bu lông

Bảng 1-5: Đặc trưng của bu lông (theo DSRSC-ST, JRTRI)

Đặc trưng	Yêu cầu
Các bu lông chu vi và hướng tâm	Grade 8.8, M27
Cường độ chảy kéo f_{yk}	660 N/mm^2
Cường độ chảy cắt f_{vyk}	380 N/mm^2

1.4 Các hệ số an toàn thiết kế

Các hệ số an toàn thiết kế được cho trong Phụ lục 1, Tập 4 – Quy định thiết kế tổng quát, Hợp đồng 1B: Xây dựng, Mặt cắt ngầm từ KM 0+615 đến KM2+360, Dự án xây dựng Đường sắt đô thị Thành phố Hồ Chí Minh. Hệ số an toàn thiết kế nêu trong JSCE-2007 cũng được lấy nếu không được cho trong Phụ lục 1 của quy định thiết kế.

Các hệ số thiết kế được tổng hợp trong Bảng 1-6 đến 1-9.

Bảng 1-6: Tiêu chuẩn danh nghĩa cho hệ số vật liệu

(theo Tập 4 – Quy định thiết kế tổng quát cho CP1b Phụ lục 1)

Trạng thái giới hạn	Hệ số vật liệu – Kiểm tra hệ số trong JSCE bảng II 3.1 trang 125			
	Bê tông		Cốt thép thanh	Bê tông
	Tấm	Đúc tại chỗ		
ULS	1,2	1,3	1,0	1,05
SLS	1,0	1,0	1,0	1,0

Bảng 1-7: Tiêu chuẩn danh nghĩa cho hệ số phần tử - Tấm bê tông

(theo Tập 4 – Quy định thiết kế tổng quát cho CP1b Phụ lục 1)

Trạng thái giới hạn	Hệ số phần tử					
	Phần chính			Nối tấm	Nối phân đoạn	Cấu kiện kim loại treo
	Uốn	Nén	Cắt			
ULS	1,1	1,3	1,3	1,1	1,15	1,3
SLS	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Bảng 1-8: Tiêu chuẩn danh nghĩa cho hệ số tải trọng - Tấm bê tông

(theo Tập 4 – Quy định thiết kế tổng quát cho CP1b Phụ lục 1)

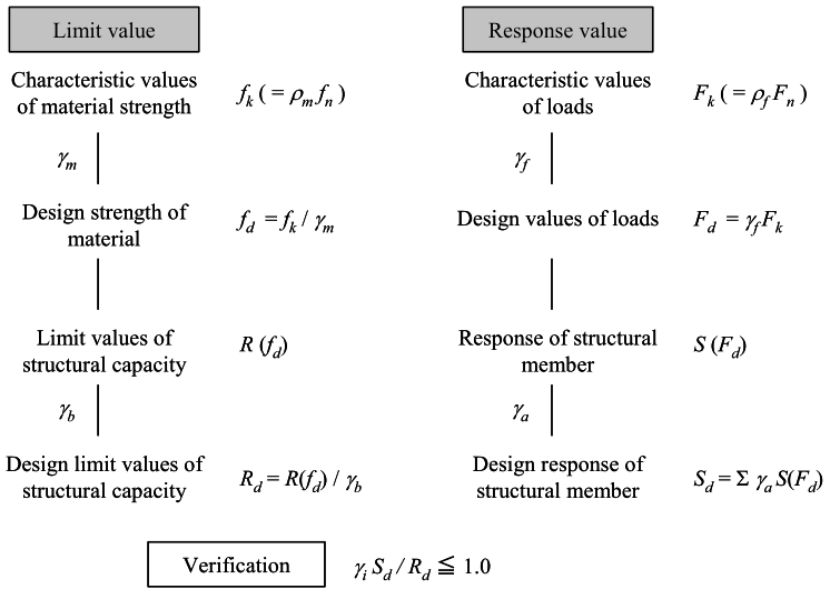
Trạng thái giới hạn	Tải trọng		Áp lực đất				
	Phụ tải	Tĩnh tải	Áp lực đất rời	Áp lực chất tải toàn phần	Hệ số áp lực ngang của đất	Áp lực nước	Hệ số phản lực đất
ULS	1,1	1,0	1,3	1,05	0,9	0,9	0,9
SLS	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Bảng 1-9: Tiêu chuẩn danh nghĩa cho hệ số kết cấu và hệ số phân tích kết cấu

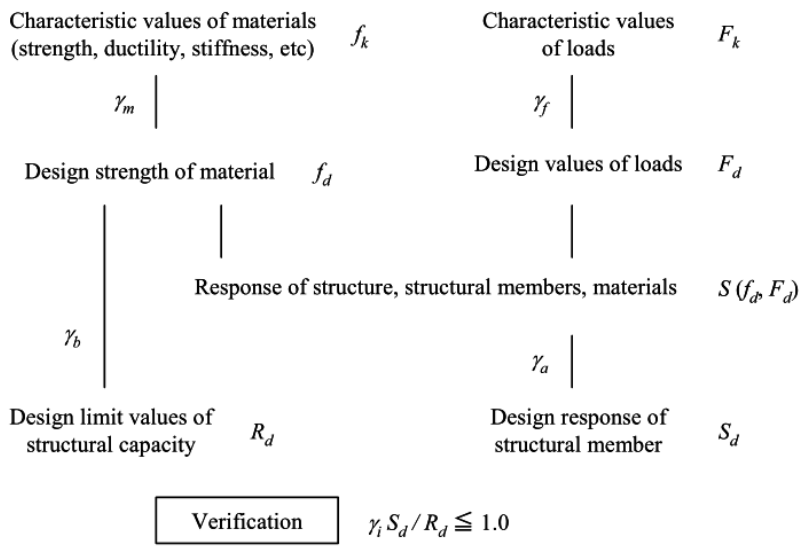
(theo Tập 4 – Quy định thiết kế tổng quát cho CP1b Phụ lục 1)

Trạng thái giới hạn	Hệ số kết cấu	Hệ số phan tích kết cấu
ULS	1,3	1,1
SLS	1,0	1,0

Định nghĩa và phương pháp thiết kế cho cả phân tích tuyến tính và phi tuyến dựa trên JSCE 2007 được thể hiện trong Hình 1–15 và 1–16 (từ JSCE 2007, Bảng C4.5.1 và Hình C4.5.3 và C4.5.3).



Hình 1-15: Nguyên tắc thiết kế cho phân tích tuyến tính (từ JSCE 2007).

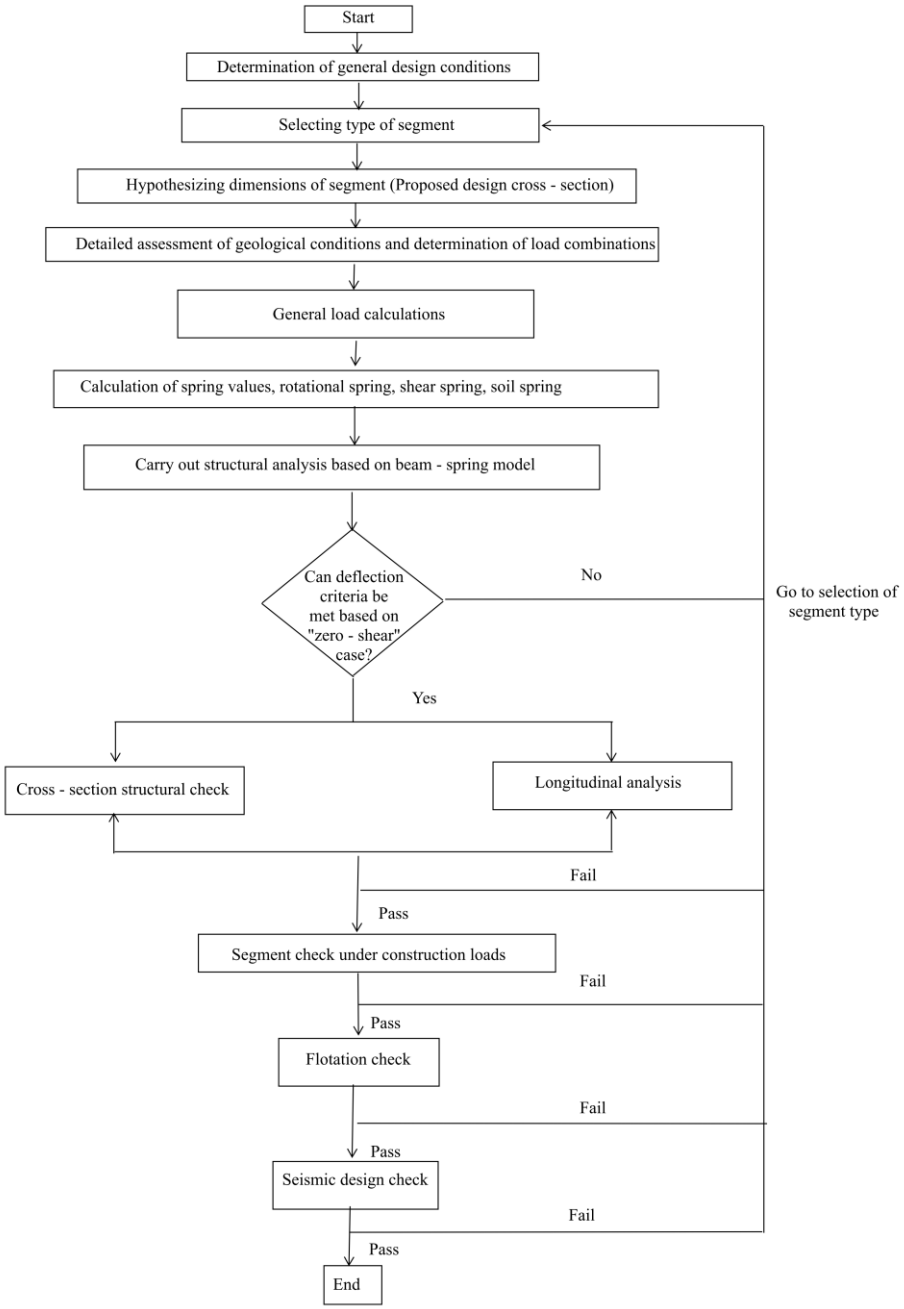


Hình 1-16: Nguyên tắc thiết kế cho phân tích phi tuyến (từ JSCE 2007).

Trong thiết kế cả phân tích tuyến tính và phi tuyến được áp dụng.

1.5 Quy trình thiết kế tấm vỏ

Quy trình thiết kế áp dụng trong thiết kế này tuân theo lưu đồ trình bày trong Hình 1–17.

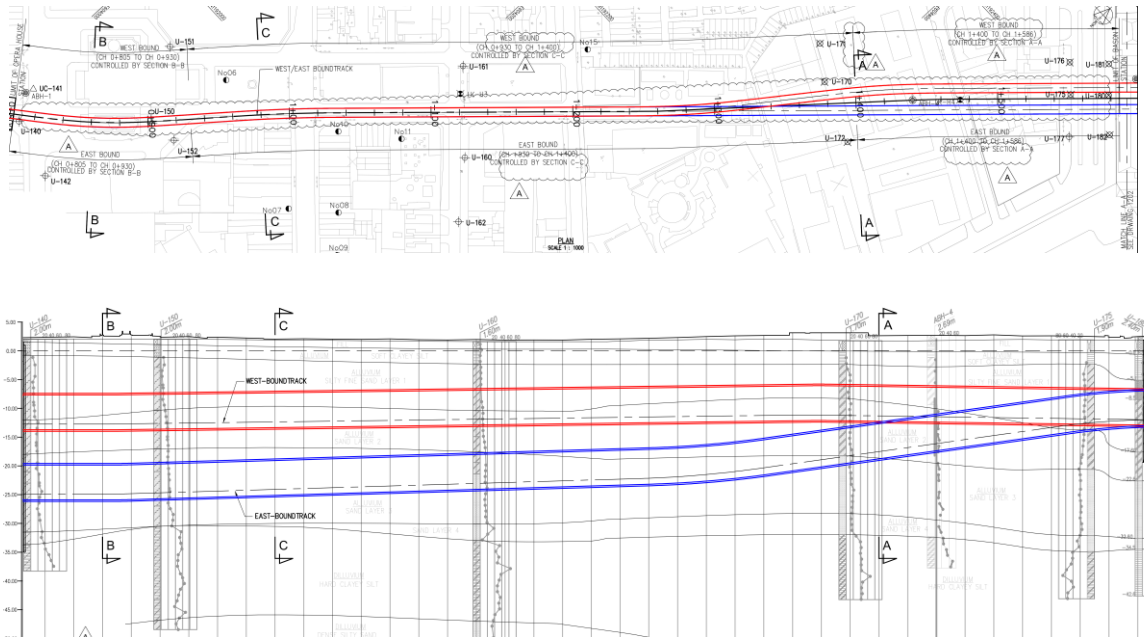


Hình 1-17 Quy trình thiết kế tấm

2. ĐIỀU KIỆN THIẾT KẾ

2.1 Các mặt cắt ngang thiết kế đề xuất

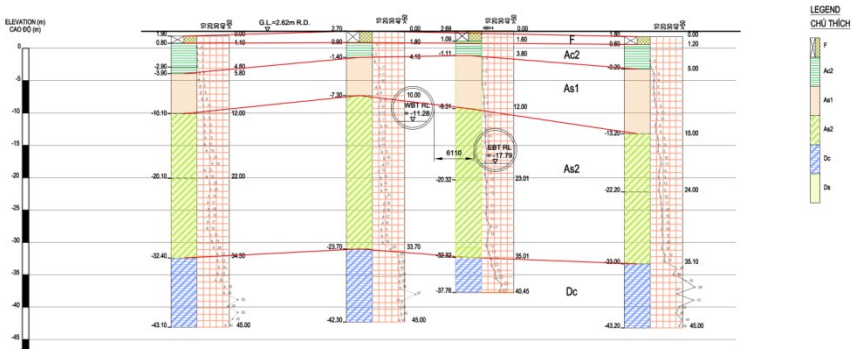
Ba mặt cắt thiết kế được lựa chọn (mặt cắt A-A, B-B và C-C) (Hình 2–1); một số đặc trưng liên quan được tổng hợp trong Bảng 2-1.



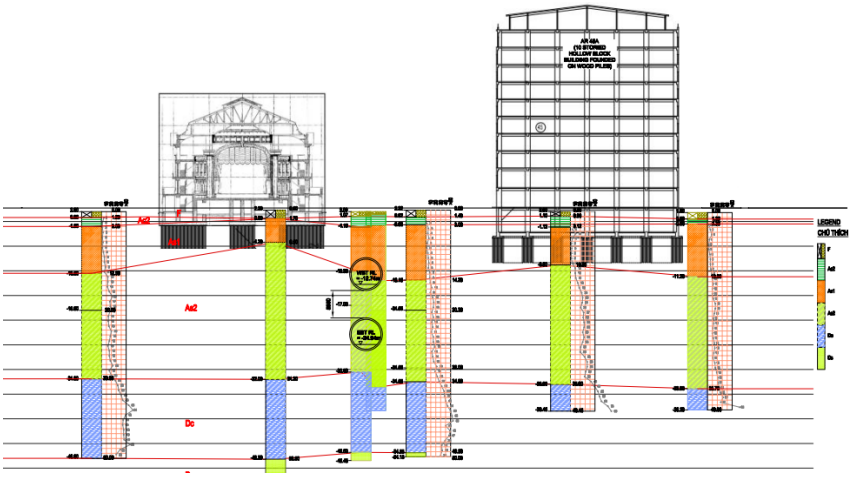
Hình 2-1 Vị trí các mặt cắt nguy hiểm

Bảng 2-1: Các mặt cắt nguy hiểm A-A, B-B và C-C tóm tắt

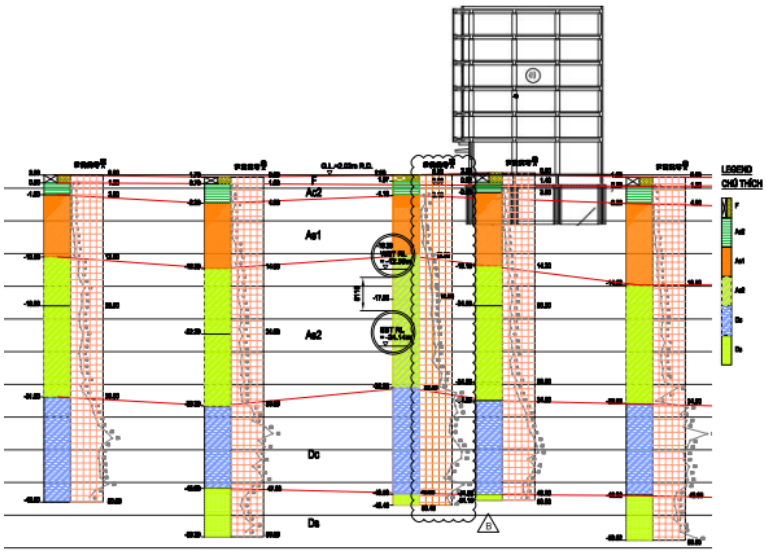
Mặt cắt	Lý trình kiểm soát	Hầm	Đánh giá	Cao trình ray
A-A (KM 1+400)	CH1+400 to CH1+586	Phía Đông	Không có tải trọng tòa nhà, hầm chuyển tiếp tới hầm song song	-17,79
		Phía Tây		-11,28
B-B (KM 0+860)	CH0+805 to CH0+930	Phía Đông	Tải trọng tòa nhà tối đa, hầm chồng nhau	-24,94
		Phía Tây		-12,74
C-C (KM 0+980)	CH0+930 to CH1+400	Phía Đông	Tải trọng tòa nhà không cân bằng tối đa, hầm chồng nhau	-24,14
		Phía Tây		-12,38



Hình 2-2 Mặt cắt ngang địa chất A-A tại lý trình (1+400)



Hình 2-3 Mặt cắt ngang địa chất B-B tại lý trình (0+860)



Hình 2-4 Mặt cắt ngang địa chất C-C tại lý trình 0+980

Dựa trên đánh giá kỹ thuật, tổ hợp tải trọng nguy hiểm 6 được coi là nguy hiểm.

Bảng 2-2: Lựa chọn mặt cắt nguy hiểm cho các phân tích kết cấu chi tiết.

<table>
<tr><th>Mặt cắt</th><th>A-A</th><th>B-B</th><th>C-C</th></tr>
<tr><td>WBT nước ngầm thấp</td><td>TRƯỜNG HỢP 1:
Áp lực đất tối thiểu – moment uốn lớn nhất
Mực nước ngầm thấp</td><td>TRƯỜNG HỢP 2:
Áp lực đất tối thiểu.
Mực nước ngầm thấp
Tải trọng tòa nhà nặng cân bằng</td><td>TRƯỜNG HỢP 3:
Áp lực đất tối thiểu.
Mực nước ngầm thấp
Tải trọng tòa nhà nặng khôngcân bằng</td></tr>
<tr><td>WBT nước ngầm cao</td><td colspan="3" rowspan="2">Mực nước ngầm thấp là nguy hiểm hơn mực nước ngầm cao đối với hầm nông do đó gia tăng lực dọc do mực nước ngầm cao sẽ tăng khả năng kết cấu của vỏ bê tông. Bởi vậy, mực nước ngầm cao không xem xét trong hầm nông.</td></tr>
<tr><td>WBT mực nước lụt</td></tr>
<tr><td>EBT nước ngầm thấp</td><td rowspan="3">Cao trình hầm giữa hầm phía Tây nông nhất và hầm phía Đông sâu nhất, thể hiện bởi các mặt cắt khác.</td><td>TRƯỜNG HỢP 4:
Áp lực đất lớn nhất
Mực nước ngầm thấp
Tải trọng tòa nhà nặng cân bằng</td><td rowspan="3">Tải trọng tòa nhà được phân bố đều trong phần nền sâu. Không có ảnh hưởng không cân bằng. Vì vậy, trường hợp này được thể hiện bởi mặt cắt B-B với tải tòa nhà lớn hơn.</td></tr>
<tr><td>EBT nước ngầm cao</td><td>TRƯỜNG HỢP 5:
Áp lực đất lớn nhất.
Mực nước ngầm cao
Tải trọng tòa nhà nặng cân bằng và phụ tải</td></tr>
<tr><td>EBT mực nước lụt</td><td>TRƯỜNG HỢP 6:
Áp lực đất lớn nhất.
Mực nước ngầm lớn nhất
Tải trọng tòa nhà nặng cân bằng</td></tr>
</table>

2.2 Các điều kiện địa kỹ thuật

Báo cáo diễn giải địa kỹ thuật (hầm khiên đào) được tham khảo cho các thông số địa kỹ thuật liên quan và các giả định. Việc thi công hầm khiên đào sẽ được bắt đầu từ ga Ba Son cho tuyến phía Đông hầm bên dưới trước, sau đó máy khoan sẽ được dỡ ra tại giếng đến (ga Nhà hát) và chuyển trở lại ga Ba Son để khoan tuyến phía Tây – hầm trên.

Bảng 2-3: Tham khảo hố khoan cho giếng phóng máy khoan

Nhà ga	Hố khoan tham khảo
Ga Ba Son	U-180, U-181, U-182, ABH-4
Ga Nhà hát	U-150, U-140, U-141

Mặt cắt địa chất bao gồm đất Đắp, đất Bồi và đất Lũ tích. Lớp thứ nhất bao gồm đất Đắp với chiều sâu trung bình khoảng 2m. Lớp Bồi tích tiếp theo sâu xấp xỉ 30m, bao gồm Sét mịn mềm, Cát mịn bùn lớp 1 và Cát lớp 2. Sét mịn và Cát mịn Lũ tích hiện hữu bên dưới lớp Bồi tích.

Các thông số kiến nghị cho đất của dự án được thể hiện trong Bảng 2-4.

Bảng 2-4: Các thông số kiến nghị cho đất của ga Ba Son và ga Nhà hát

(theo SMJO: *Báo cáo diễn giải địa kỹ thuật.* Dự án xây dựng đường sắt đô thị TPHCM đoạn Bến Thành – Suối Tiên (tuyến 1) Gói thầu-1b: Xây dựng, 18/8/2015).

Lớp đất		Dung trọng γ (kN/m^3)	Giá trị SPT - N (vồ/30cm)#		Sức kháng cắt không thoát nước, c_u (kN/m^2)	Lực dính hữu hiệu, c' (kN/m^2)
			Dải	Trung bình ước tính		
Đất đắp		19,0	2 ~ 6	4	-	10
Bồi tích	Sét lớp 2	16,5	0 ~ 14	2	10	0
	Cát mịn bùn lớp 1	20,5	1 ~ 11	5	-	0
	Cát lớp 2	20,5	6 ~ 41	15	-	0
Lũ tích	Sét mịn cứng	21,0	18 ~ >50	34	5N	-
	Cát mịn chặt	20,5	15 ~ >50	36	-	0

Lớp đất		Ma sát hữu hiệu ϕ' (degree)	Mô đun đàn hồi, E (MPa)	Hệ số thấm k (m/s)	Hệ số áp lực đất tĩnh, K_o
Đất đắp		25	10	1,00E-06[a]	0,5 (cát) 0,7 (sét)
Bồi tích	Sét lớp 2	24	$300c_u$	1,00E-09	0,8
	Cát mịn bùn lớp 1	30	2,5N	2,00E-05	0,5
	Cát lớp 2	33	2,5N	2,00E-05	0,5
Lũ tích	Sét mịn cứng	-	*2,5N*	1,00E-08	0,5
	Cát mịn chặt	35	2,5N	*1,00E-05*	0,4

2.3 Tải trọng

Mục này tổng hợp các tải trọng chung được xem xét cho thiết kế hầm khiên đào. Thiết kế xem xét các tổ hợp tải trọng (xem Bảng 2-5 đến 2-7) tại mỗi mặt cắt nguy hiểm. Tổ hợp các trường hợp tải trọng và các lực thiết kế sử dụng được tổng hợp trong Bảng 2-5 đến 2-7.

Các tải trọng được xem xét trong thiết kế vỏ đường hầm:

a. Tải thường xuyên:

   i. Tải trọng bản thân
   ii. Tải nền
   iii. Áp lực nước
   iv. Phụ tải
   v. Tải tòa nhà
   vi. Hoạt tải đường ray (tải ngắn hạn)
   vii. Lực đóng trám nước

b. Các tải trọng áp dụng trong quá trình thi công

   i. Tải phun vữa chính
   ii. Tải phun vữa thứ cấp
   iii. Lực đẩy máy khoan
   iv. Lực đóng đệm
   v. Lực lắp ráp
   vi. Ảnh hưởng khoan đường hầm lân cận (ảnh hưởng hầm đôi)

c. Tải động đất (LHS and RHS)

Bảng 2-5 Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng cho đường hầm chịu áp lực đắp trên toàn phần

(theo Tập 4 – Quy định thiết kế tổng quát cho CP1b Phụ lục 1)

Load	Load Combinations											
	Serviceability Limit State				Ultimate Limit State							
	1	2	3	4	1	2	3	4	5	7	8	9
	Ground Loads and Water Pressure	Basic Building Loads	Under Construction Building Load and Effect of Adjacent Tunnel	Operation Stage Railway Load and Building Load	Basic Loads	Basic Building Loads	Under Construction Primary Grouting Pressure	Under Construction Secondary Grouting Pressure[1]	Under Construction Building Load and Effect of Adjacent Tunnel	Operation Stage Railway Load and Building Load	Seismic Load Seismic Load from LHS	Seismic Load Seismic Load from RHS
Dead Load	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Earth Load (Vertical)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05	1.05			1.05	1.05	1.05	1.05
Earth Load (Horizontal)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05*0.9[2]	1.05*0.9			1.05*0.9	1.05*0.9	1.05*0.9	1.05*0.9
Ground Water Pressure	1.00	1.00	1.00	1.00	0.9	0.9	0.90		0.9	0.9	0.9	0.9
Railway Load				1.00						1.10	1.10	1.10
Primary Grout Pressure							0.90					
Secondary Grout Pressure								1.10				
Building Load		1.00	1.00	1.00		1.10			1.10	1.10	1.10	1.10
Seismic Load (LHS)											1.00	
Seismic Load (RHS)												1.00
Effect of Adjoining Tunnel			1.00						1.00			

Bảng 2-6: Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng cho đường hầm chịu áp lực đất rời

(theo Tập 4 – Quy định thiết kế tổng quát cho CP1b Phụ lục 1)

Load	Load Combinations											
	Serviceability Limit State				Ultimate Limit State							
	1	2	3	4	1	2	3	4	5	7	8	9
	Ground Loads and Water Pressure	Basic Building Loads	Under Construction Building Load and Effect of Adjacent Tunnel	Operation Stage Railway Load and Building Load	Basic Loads	Basic Building Loads	Under Construction Primary Grouting Pressure	Under Construction Secondary Grouting Pressure[3]	Under Construction Building Load and Effect of Adjacent Tunnel	Operation Stage Railway Load and Building Load	Seismic Load Seismic Load from LHS	Seismic Load Seismic Load from RHS
Dead Load	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Earth Load (Vertical)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30	1.30
Earth Load (Horizontal)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30*0.9[4]	1.30*0.9			1.30*0.9	1.30*0.9	1.30*0.9	1.30*0.9
Ground Water Pressure	1.00	1.00	1.00	1.00	0.9	0.9	0.90		0.9	0.9	0.9	0.9
Railway Load				1.00						1.10	1.10	1.10
Primary Grout Pressure							0.90					
Secondary Grout Pressure								1.10				
Building Load		1.00	1.00	1.00		1.10			1.10	1.10	1.10	1.10
Seismic Load (LHS)											1.00	
Seismic Load (RHS)												1.00
Effect of Adjoining Tunnel			1.00						1.00			

Bảng 2-7: Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng cho thao tác tấm và kiểm tra mối nối

(theo Tập 4 – Quy định thiết kế tổng quát cho CP1b Phụ lục 1)

Load Case	1 Segment Demoulding Check	2 Segment Stacking Check	3 Lifting of Segment Lining	4 Circumferential Joint Check (TBM Shoving Force)	5 Spalling of Joint	6 Bolt Capacity Check to Compress Gasket	7 Radial Joint Check
Dead Load	1.50	1.50	1.50				Force envelope from structural model results (ULS)
Primary Grout Pressure							
Secondary Grout Pressure							
Thrust Force of Jacks				1.10			
Gasket Closure Force					1.30 (Force envelope from Gasket Design)	1.00 (Force envelope from Gasket Design)	

2.3.1 Tải thường xuyên

Tải thường xuyên bao gồm: tĩnh tải, tải đất phương đứng, tải đất phương ngang, áp lực nước ngầm và tải tòa nhà.

2.3.1.1 <u>Tĩnh tải (G)</u>

Đối với tính toán tĩnh tải trọng lượng đơn vị γ sau được áp dụng:

Bảng 2-8: Tổng hợp tĩnh tải và tải tác dụng

Loại tải	Mô tả	Trọng lượng đơn vị
Tĩnh tải	Trọng lượng BTCT	26,0 kN/m^3
	Trọng lượng thép	78,5 kN/m^3

Trọng lượng đơn vị thiết kế của vỏ hầm là 26 kN/m^3, để xem xét tĩnh tải bê tông, tĩnh tải tác dụng của tải chống thấm, tải hoàn thiện và tải láng nền.

2.3.1.2 Tải tác dụng (Q)

Phụ tải chung (Q1)

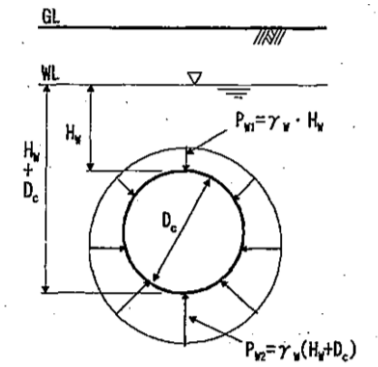
Tải phân bố đều thực tế được ước tính khi đường hầm ở bên dưới hoặc ở trong vùng ảnh hưởng của tòa nhà hiện hữu (15kPa cho mỗi tầng). Giá trị phụ tải 90kPa được áp dụng cho phân tích kết cấu vỏ hầm để cung cấp ảnh hưởng tòa nhà hiện hữu.

Hoạt tải từ giao thông đường bộ (Q2)

Phụ tải trên mặt đất danh nghĩa 15 kPa được xem xét trong phân tích kết cấu cho tải giao thông.

2.3.1.3 Áp lực nước ngầm (GWP)

Theo báo cáo khảo sát thủy văn, mực nước dao động trong khoảng +3,12 m và -1,93 m. Ba trường hợp nước ngầm được xem xét trong phân tích kết cấu thiết kế vỏ. Áp lực nước phải được giả định tác dụng hướng tâm, như thể hiện trong Hình 2-5. Cả áp lực nước lớn nhất và áp lực nước nhỏ nhất phải được xem xét trong thiết kế. Các cao trình mực nước ngầm thiết kế thể hiện trong Bảng 2-9.



Hình 2-5 Áp lực nước (từ DSRSC-ST)

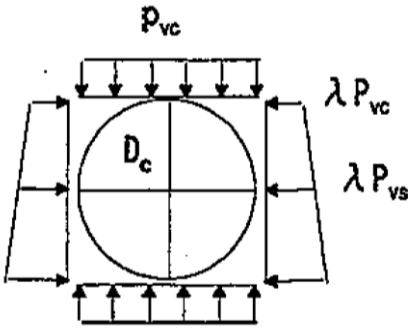
Bảng 2-9: Mực nước ngầm thiết kế đối với tầng ngậm nước bên trên của dự án HCMC Metro (CP-1b)

Mực nước ngầm thiết kế		Ghi chú
Điều kiện	(GL & EL)[1]	
Mực nước ngầm cao nhất	Mặt đất[2]	--
Mực nước ngầm thấp nhất	-1.93 m E.L.[3]	--
Mực nước lũ	+ 3.12 m E.L.[4]	Tần suất 0.333% (300 năm)

[1] Mực nước ngầm dựa trên báo cáo quan sát nước ngầm.
[2] Mặt đất tức là cao trình mặt đất hiện hữu của vị trí mặt cắt ngang cho phân tích kết cấu.
[3] E.L. cao trình tương ứng với mực nước biển trung bình.
[4] Mực nước lũ được xác định theo Báo cáo khảo sát thủy văn (phiên bản D).

2.3.1.4 Tải trọng đất (E)

Áp lực đất tác dụng lên hầm bao gồm áp lực đất phương đứng và áp lực đất phương ngang. Với hầm nông, áp lực đất đắp bên trên toàn phần được sử dụng do toàn bộ hầm nông được chôn trong đất cát với SPT-N < 10 (Bảng 8 DSRSC-ST). Mặt khác, áp lực đất rời được chọn trong phân tích hầm sâu với SPT-N > 10.



Hình 2-6 Áp lực đất phương đứng và ngang tác dụng lên hầm (theo Hình 9 DSRST-ST)

Áp lực đất phương đứng (Ev)

Khi áp dụng, áp lực đất được tính sử dụng phương pháp áp lực rời của Terzaghi theo Bảng 5.2.1 of DSRSC-ST.

Bảng 2-10: Đánh giá cường độ các hằng số đất được sử dụng để tính áp lực đất rời (theo Bảng 5.2.1 DSRSC-ST)

Type of soil	Internal friction angle ϕ(°)		Cohesion c (kN/m^2)	
	When evaluated by a triaxial test	When evaluated based only on the N value	When evaluated by a triaxial test	When evaluated based only on the N value
Sandy soil (15<N)	A safe value is set considering number and scattering of data	ϕ=0.9 (0.3N+27) (0.9 is the reduction coefficient)	c=0.5c_{test} (0.5 is the reduction coefficient)	0
Sandy soil (10<N≦15)		0		
Sandy soil (0<N≦10)	Total overburden earth pressure is the design earth pressure, without using the loosening earth pressure.			
Cohesive soil (8<N)	0	0	c=0.5c_{test} (0.5 is the reduction coefficient)	c=0.5 (N/16) (0.5 is the reduction coefficient)
Cohesive soil (4<N≦8)				0
Cohesive soil (0<N≦4)	Total overburden earth pressure is the design earth pressure, without using the loosening earth pressure.			

* c_{test} is a value obtained considering the number and scattering of data from the test results.

Công thức Terzaghi tính áp lực đất rời phương đứng tại đỉnh hầm (mục 5.2 DSRSC-ST) được thể hiện bên dưới:

$$p_{vc} = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{K_o\ tan\emptyset}\left(1 - e^{-K_o tan\emptyset.H/B_1}\right) + p_o e^{-K_o tan\emptyset.H/B_1}$$

$$B_1 = \frac{D_c}{2}\cot\left(\frac{45^o + \emptyset/2}{2}\right)$$

Trong đó

p_{vc}	: Áp lực rời tác dụng lên đỉnh hầm (tải thiết kế), kN/m^2
K_o	: Hệ số áp lực phương ngang và phương đứng;
ϕ'	: Góc ma sát hữu hiệu, độ;
γ	: Trọng lượng đơn vị của đất, kN/m^3;
p_o	: Phụ tải, kN/m^2;
c	: lực dính của đất, kN/m^2;
$2B_1$	: Bề rộng bị rời của đất tại đỉnh hầm, m;
H	: Lớp bảo vệ hầm, m; và
D_c	: Đường kính của hầm khiên đào, m.

Các đặc trưng đất kiến nghị trong Bảng 2-4 phải được lựa chọn cho xác định áp lực rời. Áp lực đất phương đứng tại đường sườn hầm có được bằng công thức sau mục 5.2 DSRSC-ST.

$$p_{vs} = \frac{B_1(\gamma - cB_1)}{K_o\ tan\emptyset}\left(1 - e^{-K_o tan\emptyset.R_c/B_1}\right) + p_{vc} e^{-K_o tan\emptyset.R_c/B_1}$$

$$\frac{B_1(\gamma - cB_1)}{K_o\ tan\emptyset}\left(1 - e^{-K_o tan\emptyset.R_c/B_1}\right) = 0, if\ \frac{B_1(\gamma - cB_1)}{K_o\ tan\emptyset}\left(1 - e^{-K_o tan\emptyset.R_c/B_1}\right) < 0$$

$$R_c = D_c/2$$

Áp lực đất phương đứng tác dụng tại đáy hầm (lực hướng lên) được giả định là tương tự như tác dụng tại đỉnh hầm.

Áp lực đất phương ngang (Eh)

Áp lực đất phương ngang tác dụng lên hầm được lấy như áp lực đất phương đứng tác dụng lên hầm nhân với hệ số áp lực đất phương ngang λ chỉ định trong Bảng 2-11.

Bảng 2-11: Hệ số áp lực đất phương ngang λ

(theo Bảng **4 DSRSC-ST)**

Handling of soil and water	Type of soil		λ	Approx. N value
Separated soil and water	Sandy soil	Extremely dense	0.45	30≦N
		Dense	0.45～0.55	15≦N＜30
		Moderate, loose	0.50～0.60	N＜15
Integrated soil and water	Cohesive soil	Consolidated	0.35～0.45	25≦N
		Hard	0.45～0.55	8≦N＜25
		Moderate	0.55～0.65	4≦N＜8
		Soft	0.65～0.75	2≦N＜4
		Extremely soft	0.75	N＜2

2.3.1.5 Tải đường ray

Theo yêu cầu kỹ thuật thiết kế mục 12.2.1, tải trọng đường ray được xem xét là 16T dưới hai bánh, tức là 8T/bánh. Khoảng cách nhỏ nhất của trục tàu là 2100mm. Tải đường ray có điều kiện bất lợi nhất được xem xét.

2.3.2 Các tải thi công

2.3.2.1 Tải trọng tạm thời trong quá trình thao tác và lắp dựng

Một phần từ ngoại lực thường xuyên, vỏ hầm cũng là đối tượng chịu tải tạm thời gây ra bởi thao tác các đốt hầm trong giai đoạn thi công, bao gồm tháo ván khuôn, nhấc lên, xếp chồng tại kho, lắp ráp. Dựa trên các phương pháp thao tác và lắp dựng, việc kiểm tra các ứng suất tạm thời phải được tiến hành để đảm bảo những ứng suất tạm thời này có thể được thỏa mãn.

2.3.2.2 Tải phun vữa

a. Phun vữa chính (Phun khoảng trống phía sau)

Tấm vỏ nhìn chung được thiết kế để chống lại áp lực phun vữa lớn nhất tương đương với áp lực nước lớn nhất cộng với 1,5 bar (150 kPa) và 0,5 bar (50 kPa) lần lượt cho mặt cắt sâu và nông xem xét một hệ số tải trọng phù hợp. Các giá trị đã được thảo luận với Nhà thầu và cũng phù hợp với các giá trị kiến nghị trong JSCE: Thiết kế tấm vỏ, Thư viện hầm số 23.

b. Phun vữa thứ cấp

Việc kiểm tra kết cấu cho việc phun vữa thứ cấp được trình bày trong **Mục** Error! Reference source not found. của báo cáo.

2.3.2.3 Lực đẩy từ máy khoan

Tải đẩy trên diện tích chu vi của lớp vỏ hầm đúc sẵn, từ máy khoan, phải được xem xét trong thiết kế tấm vỏ hầm. Lực lớn nhất cho mỗi lần đẩy mũi khoan cung cấp bởi đội thi công và đã được xác nhận của nhà sản xuất là 44000kN.

2.3.2.4 Đóng khe tấm

Để khẳng định độ kín nước của các tấm vỏ, trám khe tấm phù hợp phải được lựa chọn và kiểm tra với độ mở tấm và giá trị bù trám khe. Lực đóng trám khe hút nước được tính toán như một phần của đánh giá riêng.

3. TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG

3.1 Áp lực đất, áp lực nước thủy tĩnh và trọng lượng bản thân

Áp lực đất đắp toàn phần và áp lực đất rời được sử dụng đối với độ sâu của hầm và các điều kiện nền theo DSRSC-ST.

- Trường hợp 1: Mặt cắt A-A WBT với mực nước ngầm thấp: áp lực đất đắp toàn phần.
- Trường hợp 2: Mặt cắt B-B WBT với mực nước ngầm thấp: áp lực đất đắp toàn phần.
- Trường hợp 3: Mặt cắt C-C WBT với mực nước ngầm thấp: áp lực đất đắp toàn phần.
- Trường hợp 4: Mặt cắt B-B EBT với mực nước ngầm thấp: áp lực đất rời.
- Trường hợp 5: Mặt cắt B-B EBT với mực nước ngầm cao: áp lực đất rời.
- Trường hợp 6: Mặt cắt B-B EBT với mực nước lũ: áp lực đất rời.

Bảng 3-1 và Bảng 3-2 tổng hợp các tải trọng thiết kế cơ bản trong mô hình cho đường hầm phía Tây và đường hầm phía Đông.

Bảng 3-1: Tải trọng thiết kế cơ bản đường hầm phía Đông (EBT)

Mặt cắt	Đầu vào thiết kế	Mực nước thấp	Mực nước ngầm	Mực nước lũ
B-B	Chiều dày của đất (m)	22,27	22,27	22,27
	Tải trọng nền (kPa)	126,22	110,05	104,74
	Áp lực đất phương ngang tại đỉnh (kPa)	63,11	55,02	52,37
	Áp lực đất phương ngang tại đáy (kPa)	63,11	55,02	52,37
	Áp lực nước tại đỉnh (kPa)	172,36	218,08	221,90
	Áp lực nước tại đáy (kPa)	237,60	283,31	287,14
	Trọng lượng bản thân (kPa)	7,80	7,80	7,80
	Hệ số áp lực đất phương ngang	0,50	0,50	0,50

Bảng 3-2: Tải trọng thiết kế cơ bản đường hầm phía Tây (WBT)

Mặt cắt	Đầu vào thiết kế	Mực nước thấp nhất
A-A	Chiều dày đất (m)	8,4
	Tải trọng nền (đất đắp toàn phần) (kPa)	135,2
	Áp lực đất phương ngang tại đỉnh (kPa)	67,6
	Áp lực đất phương ngang tại đáy (kPa)	103,1
	Áp lực nước tại đỉnh (kPa)	37,96
	Áp lực nước tại đáy (kPa)	103,20
	Trọng lượng bản thân (kPa)	7,8
	Hệ số áp lực đất phương ngang	0,50
B-B	Chiều dày đất (m)	9,9
	Tải trọng nền (đất đắp toàn phần) (kPa)	152,9
	Áp lực đất phương ngang tại đỉnh (kPa)	76,4
	Áp lực đất phương ngang tại đáy (kPa)	112,0
	Áp lực nước tại đỉnh (kPa)	51,70
	Áp lực nước tại đáy (kPa)	116,94
	Trọng lượng bản thân (kPa)	7,8
	Hệ số áp lực đất phương ngang	0,50
C-C	Chiều dày đất (m)	9,01
	Tải trọng nền (đất đắp toàn phần) (kPa)	136,9
	Áp lực đất phương ngang tại đỉnh (kPa)	68,5
	Áp lực đất phương ngang tại đáy (kPa)	104,0
	Áp lực nước tại đỉnh (kPa)	48,76
	Áp lực nước tại đáy (kPa)	113,99
	Trọng lượng bản thân (kPa)	7,8
	Hệ số áp lực đất phương ngang	0,50

3.2 Ảnh hưởng kết cấu tòa nhà hiện hữu

Đường hầm đề xuất chạy qua khu đô thị; tại một số đoạn cụ thể nhà cao tầng ảnh hưởng các điều kiện tải trọng và thiết kế. Các mặt cắt thiết kế nguy hiểm được phân loại:

- Các tòa nhà cao tang có thể thấy ở hai bên tuyến đề xuất tại CH 0+980; tải tòa nhà lớn nhất tại CH 0+860;
- Tải tòa nhà không đối xứng cũng xác định tại CH 0+966, một tòa nhà 6 tầng năm tại phía đông của đường hầm và không có tòa nhà nào nằm ở phía tây.

Để xác định tải trọng bổ sung từ tác động các tòa nhà lên đường hầm phương pháp sau được sử dụng:

i. Hai mô hình Plaxis cho mặt cắt B-B (CH0+860) và mặt cắt C-C (CH0+980) được lập để đánh giá ứng suất thông thường bổ sung tại vỏ đường hầm bởi (1) tải trọng tòa nhà lớn nhất có móng nông tại mặt cắt B-B và (2) tải trọng tòa nhà không cân bằng lớn nhất tại mặt cắt C-C.

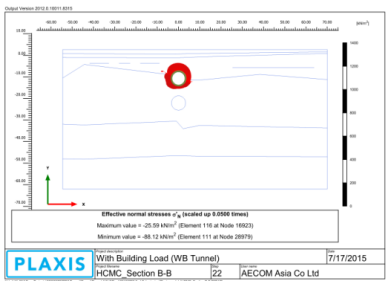
ii. Tải trọng tòa nhà được tính bằng 15kPa x số tầng của tòa nhà x chiều rộng tòa nhà / tổng chiều rộng móng. Việc lún một nhóm cọc nằm dưới lớp cát sâu cũng có thể được ước tính bằng khái niệm móng bè tương đương. Trong trường hợp này có thể được giả định, rằng móng bè tương đương nằm ở độ sâu 2D b /3 trong tầng cát với tải trọng lan tỏa 1:4 từ đường chu vi của nhóm. Và tương tự lan tỏa 1:2 được giả định bên dưới móng bè tương đương.

iii. Với mỗi mặt cắt, hai giai đoạn mô hình FEM được lập. Giai đoạn đầu là mô hình thi công cả 2 đường hầm phía Đông và phía Tây có tải tòa nhà hiện hữu. Giai đoạn hai là mô hình thi công đường hầm không có tải tòa nhà.

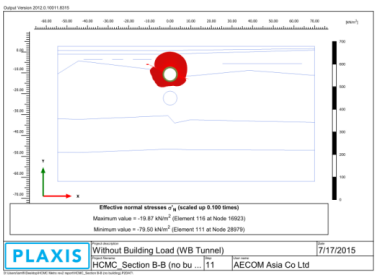
iv. Ứng suất bình thường hiệu quả của bề mặt giao tiếp lớp lót đường hầm được lấy từ 2 giai đoạn (σ_a' & σ_b').

v. Sự khác nhau giữa $\sigma_b' - \sigma_a'$ được tính toán như ứng suất thông thường hiệu quả bổ sung (tức là ứng suất trục bổ sung) bởi tòa nhà hiện hữu, mô phỏng hầm khiên đào xuyên qua các tòa nhà.

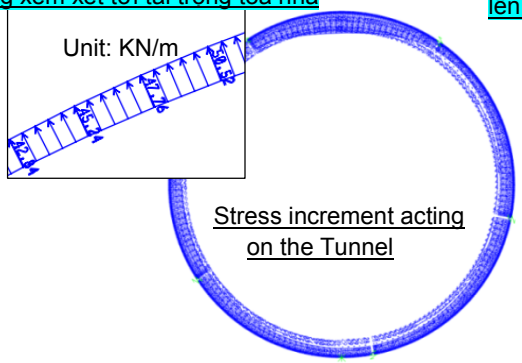
vi. Ứng suất thông thường hướng trục bổ sung tác dụng như một trường hợp tải trọng (tải tòa nhà) trong mô hình kết cấu SAP2000.



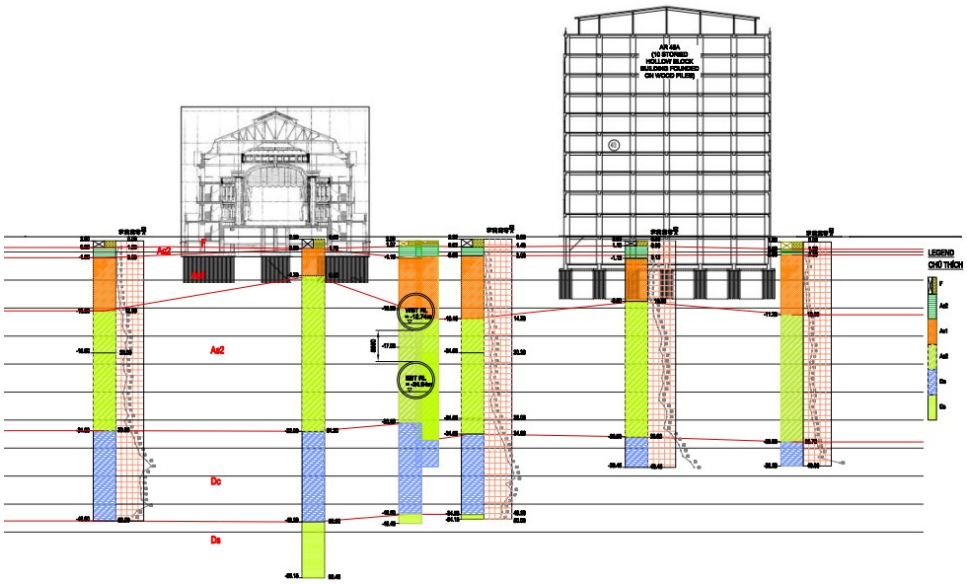
Ứng suất thông thường hiệu quả σ'a lên hầm không xem xét tới tải trọng tòa nhà



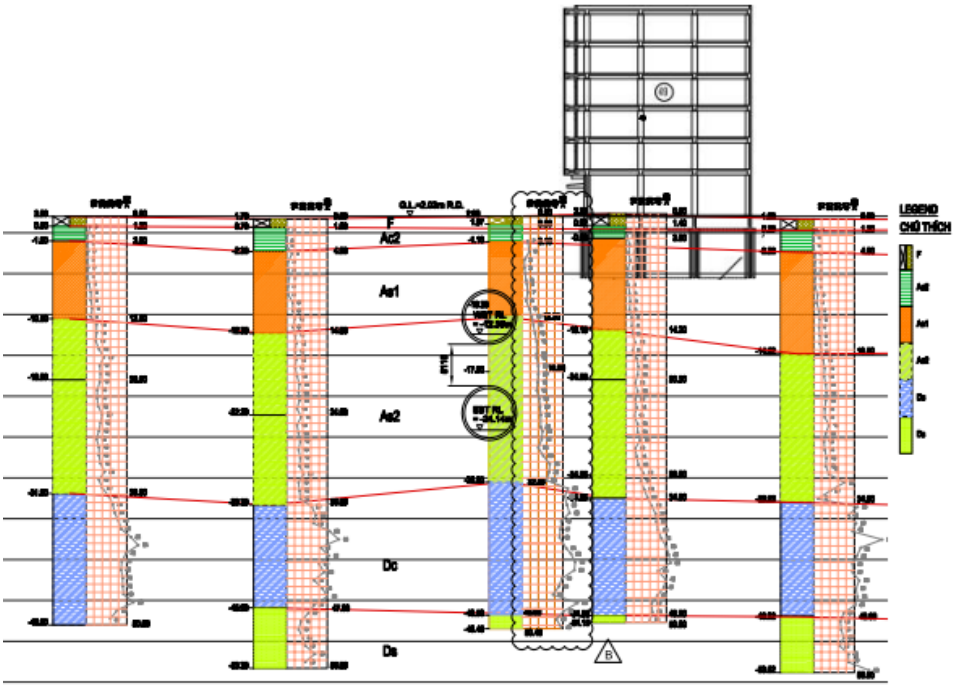
Ứng suất thông thường hiệu quả σ'a lên hầm xem xét tới tải trọng tòa nhà



Hình 3-1 Ứng suất thông thường hiệu quả bổ sung tác dụng từ Plaxis (đỉnh) tác dụng tải tòa nhà trong mô hình kết cấu SAP2000 (đáy)



Hình 3-2 Mặt cắt địa chất B-B tại CH0+860 (Tải tòa nhà lớn nhất)



Hình 3-3 Mặt cắt địa chất C-C tại CH0+980 (Tải tòa nhà không cân bằng lớn nhất)

Các bước tăng ứng suất do tải tòa nhà được coi là một phần của phân tích kết cấu sử dụng SAP2000.

3.3 Ảnh hưởng thi công hầm khiên đào đôi

Theo trình tự thời gian, việc thi công đường hầm tuyến phía Đông sẽ được tiến hành trước. Sau đó, đường hầm tuyến phía Tây sẽ được thi công. Việc thi công đường hầm tuyến phía Tây có thể ảnh hưởng trạng thái ứng suất của đất xung quanh tuyến phía Đông. Những thay đổi trong trạng thái ứng suất được nghiên cứu bằng phần mềm Plaxis 2D (bản 2012) để đảm bảo thiết kế an toàn trong mọi điều kiện. Ảnh hưởng thi công của đường hầm tuyến phía Tây lên đường hầm tuyến phía Đông được phản ánh trong báo cáo này là 'ảnh hưởng hầm đôi'. Mục tiêu của mô hình là truyền sự thay đổi ứng suất bình thường hiệu quả trong các thành phần bề mặt của vỏ đường hầm tuyến phía Đông do các giai đoạn thi công đường hầm tuyến phía Tây. Những thay đổi thu được có thể được đưa vào sau đó trong thiết lập mô hình kết cấu SAP 2000.

Bốn mô hình Plaxis 2D được thiết lập đại diện cho 4 mặt cắt ngang khác nhau phản ánh các mặt cắt địa chất, các tuyến hầm, các điều kiện tải trọng bề mặt … Các mặt cắt ngang được chọn là:

Mặt cắt	Lý trình	Các điều kiện
Mặt cắt A-A	Lý trình 1+400	Hầm đôi theo phương chéo
Mặt cắt B-B	Lý trình 0+860	Hầm đôi theo phương đứng
Mặt cắt C-C	Lý trình 0+980	Hầm đôi theo phương đứng
Mặt cắt D-D	Lý trình 1+550	Hầm đôi theo phương ngang

Các tính toán phản ánh các áp lực bề mặt được bố trí tác dụng trong quá trình thi công. Cả hai áp lực bề mặt giới hạn dưới và trên được xem xét trong các tính toán này. Các giá trị thiết kế của áp lực bề mặt được đưa ra bởi đội thi công từ SMJO, các chi tiết có trong Bảng 3-3. Trường hợp các giá trị áp lực bề mặt không có sẵn tại các mặt cắt nghiên cứu cụ thể, nội suy tuyến tính được sử dụng. Theo đó, áp lực bề mặt tác dụng nhỏ nhất/lớn nhất như sau:

Mặt cắt	Lý trình	Áp lực bề mặt giới hạn dưới	Áp lực bề mặt giới hạn trên
Mặt cắt A-A	Lý trình 1+400	0,096 MPa	0,147 MPa
Mặt cắt B-B	Lý trình 0+860	0,172 MPa	0,206 MPa
Mặt cắt C-C	Lý trình 0+980	0,155 MPa	0,195 MPa
Mặt cắt D-D	Lý trình 1+550	0,139 MPa	0,183 MPa

Trong phân tích này 30% giãn nở nền được giả định. Giãn nở nền 30% đạt được trong mô hình bằng việc sử dụng ΣMstage giá trị 0,3 tại giai đoạn thi công liên quan tới đào đường hầm tuyến phía Tây. (Tham khảo các chi tiết về quy trình tính toán và cơ sở lý thuyết trong Hướng dẫn sử dụng Plaxis 2D, Mục 5.8.10)

Để đưa ảnh hưởng mối nối tấm của đường hầm vào tính toán, độ cứng tương đương được lựa chọn. Theo JSCE số 23, độ cứng của đường hầm tuyến phía Tây được giảm với hệ số 0,8 (JSCE số 23, Mục 5.3.1).

Bảng 3-3: Áp lực bề mặt của WBT tại lý trình đường hầm khác nhau

管理土圧計算表 (西側線)
Calculation of Shield Face Pressure Management (West Boundtrack)

			単位 Unit	Opera House 0+805 km	1+000 km	1+200 km	1+400 km	Ba Son 1+586 km
上限管理値 Upper Limit			Mpa	0.211	0.193	0.198	0.147	0.193
	(土被り) (Earth Covering)	h	m	15.0	15.0	13.0	11.0	13.0
	静止土圧 Stratified Pressure	P0	tf/m^2	8.517	6.673	9.197	6.005	8.671
	静止土圧係数 Coefficient of Earth Pressure at Rest	K0		0.515	0.357	0.515	0.357	0.515
	上載荷重 Surcharge Load	q	tf/m^2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	$\Sigma \gamma h$		tf/m^2	24.59	25.88	23.91	20.01	22.89
	Ac2層の単位体積重量 AC2 Layer Unit Weight	γ_{Ac2}	t/m^3	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63
	Ac2層厚 AC2 Layer Thickness	h_{Ac2}	m	3.0	5.0	5.0	5.0	8.0
	As1層の単位体積重量 As1 Layer Unit weight	γ_{As1}	t/m^3	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97
	As1層厚 As1 Layer Thickness	h_{As1}	m	10.0	9.0	8.0	5.0	5.0
	As2層の単位体積重量 As2 Layer Unit Weight	γ_{As2}	t/m^3	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
	As2層厚 As2 Layer Thickness	h_{As2}	m	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
	間隙水圧 Pore Water Pressure	Pe	tf/m^2	10.0	10.0	8.0	6.0	8.0
	着目点の土の内部摩擦角 Internal Frictional Angle	ϕ	°	29	40	29	40	29
	地下水圧 Ground Water Pressure	Pw	tf/m^2	11.0	11.0	9.0	7.0	9.0
	予備圧 $+\alpha$	α	tf/m^2	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0

			単位 Unit	Opera House 0+805 km	1+000 km	1+200 km	1+400 km	Ba Son 1+586 km
下限管理値 Lower Limit			Mpa	0.180	0.152	0.142	0.096	0.139
	(土被り) (Earth Covering)	h	m	16.0	15.0	13.0	10.0	13.0
	主働土圧 Active Earth Pressure	Pa	tf/m^2	4.368	2.527	3.477	1.766	3.123
	主働土圧係数 Coefficient of Active Earth Pressure	Ka		0.347	0.217	0.347	0.217	0.347
	上載荷重 Surcharge Load	q	tf/m^2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	$\Sigma \gamma h$		tf/m^2	11.59	10.62	9.02	7.12	8
	Ac2層の水中単位体積重量 AC2 Layer Submerged Unit Weight	γ_{Ac2}	t/m^3	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63
	Ac2層厚 AC2 Layer Thickness	h_{Ac2}	m	3.0	3.0	2.0	2.0	5.0
	As1層の水中単位体積重量 As1 Layer Submerged Unit weight	γ_{As1}	t/m^3	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
	As1層厚 As1 Layer Thickness	h_{As1}	m	10.0	9.0	8.0	5.0	5.0
	As2層の水中単位体積重量 As2 Layer Submurged Unit Weight	γ_{As2}	t/m^3	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
	As2層厚 As2 Layer Thickness	h_{As2}	m	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
	間隙水圧 Pore Water Pressure	Pw	tf/m^2	11.0	10.0	8.0	5.0	8.0
	着目点の土の内部摩擦角 Internal Frictional Angle	ϕ	°	29	40	29	40	29
	着目点の土の粘着力 Cohesion	c	tf/m^2	0	0	0	0	0
	地下水圧 Ground Water Pressure	Pw	tf/m^2	12.0	11.0	9.0	6.0	9.0
	予備圧 $+\alpha$	α	tf/m^2	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0

Ghi chú:
Áp lực bề mặt đã được xem xét bởi đội thi công SMJO và đã được cập nhật một chút so với lần đệ trình trước. Thiết kế đã được xem xét với áp lực bề mặt cập nhật và khẳng định rằng không cần thay đổi thiết kế.

Các bước phân tích (phân tích Plaxis 2D):

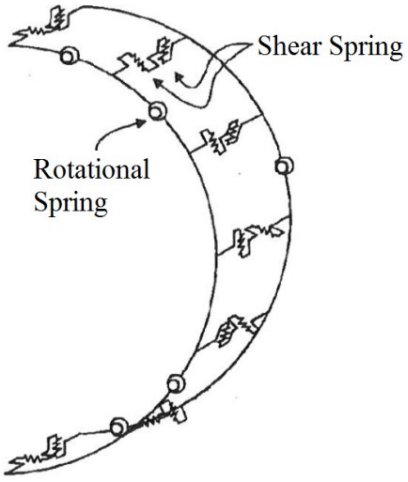
1. Việc đào và thi công lớp vỏ đường hầm tuyến phía Đông được tiến hành như một giai đoạn thi công;
2. Ứng suất thông thường hiệu quả trong thành phần giao diện của đường hầm tuyến phía Đông được phục hồi;
3. Việc đào đường hầm tuyến phía Tây được mô hình, áp lực bề mặt nhỏ nhất/lớn nhất, và giả định giãn nở 30% (ΣM_{stage} = 0,3);
4. Lắp đặt vỏ hầm được thiết lập là giai đoạn sau cùng (sử dụng độ cứng tương đương);
5. Sau khi thi công ứng suất thông thường hiệu quả trong thành phần giao diện của đường hầm tuyến phía Tây có được;
6. Sự thay đổi trong ứng suất thông thường hiệu quả trong thành phần giao diện của đường hầm tuyến phía Đông được tính toán.

Áp lực phun vữa chính tương đương với áp lực nước cộng với 0,5 bar (50 kPa) tại các mặt cắt nông (tức là xấp xỉ 0,21 MPa cho đường hầm phía Tây tại mặt cắt B-B) nó hơi lớn hơn áp lực bề mặt đề xuất (tức là 0,206 MPa cho đường hầm phía Tây tại mặt cắt B-B) và thấy rằng việc áp dụng phun vữa chính sẽ dẫn tới ảnh hưởng hầm đôi nhỏ hơn. Do đó không xem xét trong mô hình plaxis.

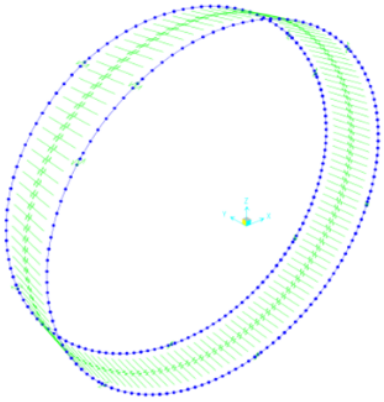
Sau đó, ảnh hưởng hầm đôi được đưa vào mô hình SAP2000. Ảnh hưởng hầm đôi là một phần của thiết kế kết cấu chi tiết.

4. PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH KẾT CẤU

Một mô hình dầm-lò xo hai phan đoạn được sử dụng trong phan tích kết cấu theo DSRSC-ST để tính toán các lực mặt cắt và biến dạng. Trong mô hình loại này, tấm vỏ được mô hình là một loạt phần tử dầm, mối nối (tức là mối nối tấm, mối nối phương dọc giữa các phân đoạn) được mô hình là lò xo. Các lò xo liên kết hai tấm tại mối nối tấm được xem như lò xo quay, các lò xo liên kết hai phân đoạn được xem là lò xo chịu cắt (tức là lực cắt được truyền qua bu lông, tấm khóa…) (Hình 4-1).

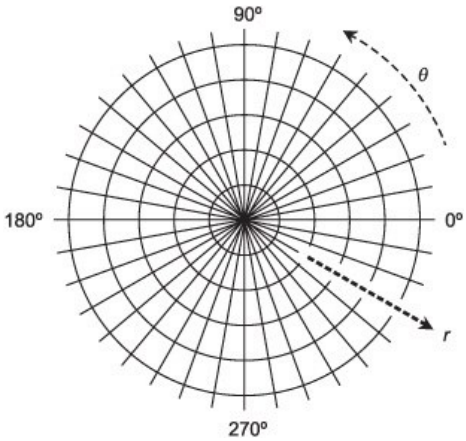


Hình 4-1 Mô hình kết cấu các phân đoạn tấm (Mô hình Dầm-Lò xo)



Hình 4-2 Mô hình SAP2000

128 mối nối/điểm được đặt xung quanh chu vi phân đoạn (cách nhau 2,8125°). Tại các vị trí mối nối tấm, 6 mối nối được bổ sung để hoàn thiện lưới và tăng độ chính xác tính toán. Với sự trợ giúp liên kết mối nối, 6 tấm được xác định sử dụng phần tử dầm: 5 tấm thông thường (góc tọa độ cực 67,0°) và một tấm khóa (góc tọa độ cực 22,0°). Trong mô hình số, do lưới được hoàn thiện, 6 mối nối tấm ở tại 0,5° mỗi tấm. Các phần tử dầm riêng biệt (tấm) được nối với nhau bằng lò xo quay (phần tử liên kết trong SAP2000). 128 mối nối phân đoạn được liên kết với nhau bằng lò xo chịu cắt; tổng số có 128 lò xo chịu cắt liên kết với phân đoạn. Thiết lập mô hình được minh họa trong Hình 4-2; hệ tọa độ cực trong đó định nghĩa các mối nối được minh họa trong Hình 4-3.

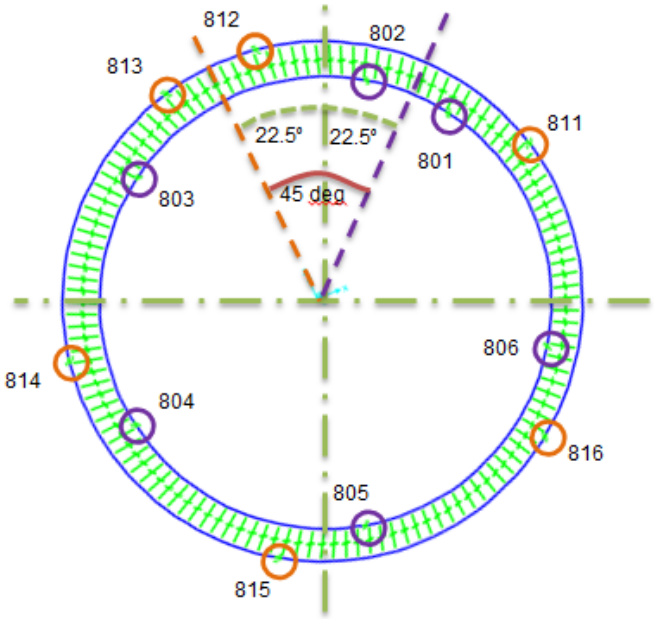


Hình 4-3 Hệ tọa độ cực tiêu chuẩn

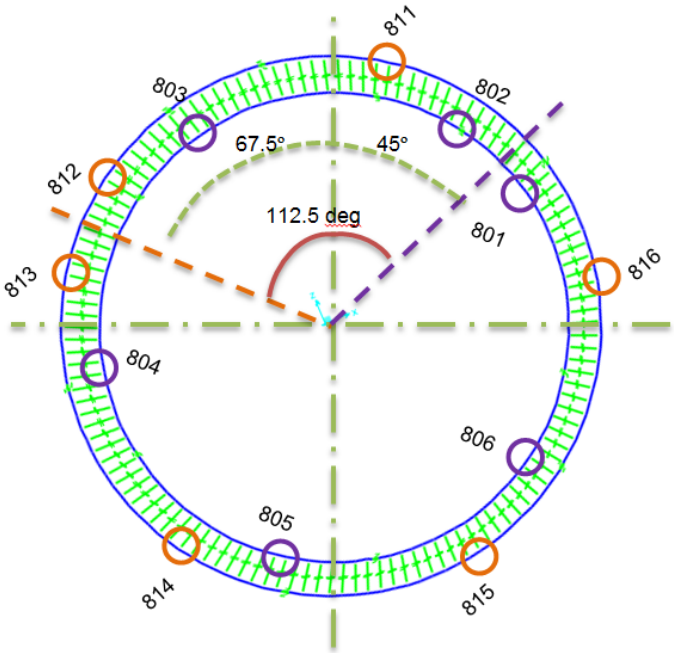
Hai phương khác nhau với góc quay 45 độ và 112,5 độ giữa phân đoạn thứ nhất và thứ hai, được lựa chọn cho các phân tích kết cấu. Hình ảnh sơ bộ của mặt bên trong phát triển được trình bày trong bản vẽ số CP1b-CTS-TD-TBMS-00060. Việc bố trí tấm sẽ theo các quy định sau:

1. Bố trí các vòng vát sẽ tương tự như bố trí các vòng thẳng;
2. Tấm khóa sẽ luôn nằm bên trên đường trung bình; và
3. Mối nối tấm của 2 phân đoạn liền nhau không được ở trên cùng một đường.

Tất cả các tổ hợp hai phương được thể hiện trong Hình 4-4.



Phương I – Góc quay 45 độ giữa các phân đoạn



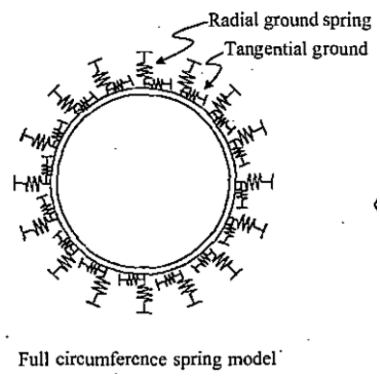
Phương II – Góc quay 112,5 độ giữa các phân đoạn

Hình 4-4 Hình ảnh sơ bộ bố trí tấm

4.1 Tính toán hằng số lò xo chịu cắt

Mô hình dầm-lò xo với lò xo phản lực đất chu vi toàn phần được sử dụng. Phản lực nền được đưa ra bởi những lò xo chỉ chịu nén trong Hình 4-5. Chỉ có lò xo nền hướng tâm được xem xét.

Các giá trị lò xo phản lực nền được xác định với các giá trị SPT-N dựa trên Bảng 4-1, các giá trị lò xo đất áp dụng trong phân tích kết cấu trình bày trong Bảng 4-2.



Hình 4-5 Mô hình phản lực nền/tương tác nền (theo Hình 4 DSRSC-ST)

Bảng 4-1 Giá trị hệ số phản lực đất × Bán kính hầm trong mô hình lò xo chu vi toàn phần (in 10^3 kN /m^2) (theo Bảng 5.6.1 DSRSC-ST)

	Type of soil	During backfill injection and hardening*1	After backfill injection and hardening*2	Approx. N value
Sandy soil	Extremely dense	35.0～47.0	55.0～90.0	30≦N<50
	Dense	21.5～35.0	28.0～55.0	15≦N<30
	Moderate, loose	～21.5	～28.0	N<15
Cohesive soil	Consolidated	31.5～	46.0～	25≦N
	Hard	13.0～31.5	15.0～46.0	8≦N<25
	Moderate	7.0～13.0	7.5～15.0	4≦N<8
	Soft	3.5～ 7.0	3.8～ 7.5	2≦N<4
	Extremely soft	～3.5	～ 3.8	N<2

*1 Lateral section design with primary loads and study of loads during construction
*2 Study of impact of adjacent work, impact of earthquakes, and special loads etc.

Bảng 4-2: Giá trị lò xo đất

Loại lò xo	Trường hợp	Giá trị	Tham khảo
Lò xo đất hướng tâm	Áp lực đất và nước	k_r = 6772 kN/m^3	DSRSC-ST
	Trọng lượng bản thân (giả định 1/10 áp lực nước và đất)	k_r = 677 kN/m^3	DSRSC-ST

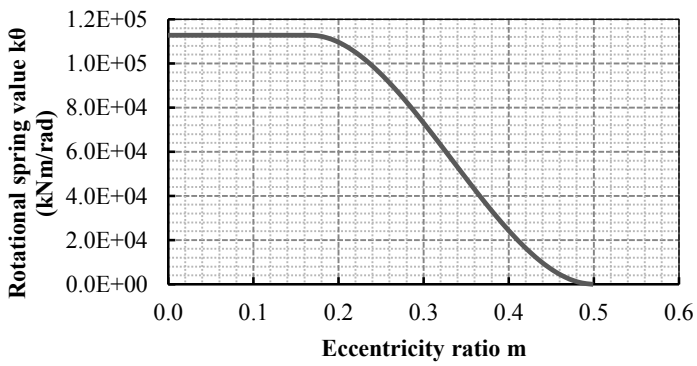
4.2 Tính toán hằng số lò xo quay

Bu lông cong được sử dụng giữa các tấm và các phân đoạn. Trong mối quan hệ với nó, công thức Leonhardt (1966) được sử dụng để tính lò xo khi vỏ đường hầm chịu áp lực thủy tĩnh và áp lực nước. Hằng số lò xo quay được sử dụng để mô hình sự giảm độ cứng vỏ tổng thể và mức độ giải phóng moment của các phân đoạn vỏ hầm.

$$k_\theta = \frac{9}{8} a^2 b E_c m (1 - 2m)^2$$

$$\mathrm{m} = \frac{\mathrm{M}}{\mathrm{aN}}$$

trong đó a chiều dày liên kết với tấm khác, b chiều dày tấm, m tỷ lệ lệch tâm tải trọng; và $\mathrm{E_c}$ mô đun đàn hồi của bê tông.



Hình 4-6 Mối quan hệ lò xo quay và tỷ lệ lệch tâm tải trọng

Theo hàm Leonhardt (1966), giá trị lò xo quay k_θ biến thiên với tỷ lệ lệch tâm tải trọng m. Do đó, phân tích kết cấu lặp được sử dụng để có được k_θ của mỗi mối nối tấm cho các mặt cắt thiết kế khác nhau chịu các điều kiện nước ngầm đã nghiên cứu. Các giá trị k_θ hội tụ được xác định trực tiếp từ hàm Leonhardt (1966).

4.3 Tính toán hằng số lò xo chịu cắt

Hai giá trị, một cận trên và cận dưới, được lựa chọn cho thiết kế. Cận dưới tuyệt đối là không. Giá trị cận trên được lấy từ DSRSC-ST tham khảo 16.12 và 16.14. Những giá trị này được chọn trong phân tích kết cấu,

Hằng số lò xo chịu cắt theo phương hướng tâm được tính toán theo DSRSC-ST mục 16.12:

$$kr = \frac{192\,EI}{(2b)^3};$$

$$kr = 1.90E + 05\ \mathrm{kN/m};$$

Hằng số lò xo chịu cắt theo phương tiếp tuyến được tính theo DSRSC-ST mục 16.14

$$k_t = \frac{2L_j hG}{b} = \frac{L_j hE}{b(1+\nu)};$$

$$\mathrm{k_t} = 1.30\mathrm{E} + 06\ \mathrm{kN/m};$$

Trong đó L_j là khoảng cách giữa các liên kết theo phương trục, E là mô đun đàm hồi của bê tông, G là mô đun chịu cắt của bê tông, I là moment quán tính và, b là chiều rộng đường hầm, v là hệ số Poisson của bê tông, và h là chiều dày của mặt cắt ngang

5. THIẾT KẾ KẾT CẤU

Cường độ kết cấu, phá hoại mối nối và bề rộng vết nứt được đánh giá.

5.1 Kiểm tra cường độ kết cấu vỏ

Đường bao cường độ moment uốn-lực dọc cho bố trí cốt thép đề xuất được sử dụng để kiểm tra cường độ kết cấu so với các tác động được tính trong SAP2000. Kháng cắt đầy đủ cũng được cung cấp; các lực cắt được so sánh với khả năng chịu cắt.

5.2 Kiểm tra ứng suất/bung mối nối

Mối nối hướng tâm của tấm là mối nối phẳng. Ứng suất ép mặt bởi lực vành lên bề rộng chịu lực tại mối nối hướng tâm được tính toán và kiểm tra để thỏa mãn giới hạn thiết kế.

Do chiều rộng bề mặt chịu lực bị giảm (do dung sai thi công phân đoạn & biến dạng xảy ra do tải trọng đất), ứng suất kéo ngang xảy ra tại các mối nối (do bản chất liên kết tại mối nối). Độ lệch tâm của lực nén bởi phân phối ứng suất thay đổi tại mối nối hướng tâm được đưa vào tính toán bằng việc giới thiệu một diện tích chịu lực thay thế, được xác định bằng một khối ứng suất chữ nhật với một lực thông thường tại tâm.

5.3 Kiểm soát bề rộng khe nứt và độ bền

Bề rộng khe nứt lớn nhất tính toán không được vượt quá 0,005 lớp bảo vệ bê tông, tức là 0,2 mm theo tiêu chuẩn Nhật Bản. Bề rộng khe nứt được ước tính phù hợp với DSRSC-ST.

Theo Tiêu chuẩn đường sắt Nhật Bản DSRSC và tiêu chuẩn hầm khiên đào JSCE, nếu lớp bảo vệ bê tông tối thiểu 25mm, yêu cầu được thỏa mãn cho thiết kế vỏ hầm. Hơn nữa, các tiêu chuẩn địa phương đã được kiểm tra và tiêu chuẩn đề cập bên dưới đưa mức độ hỏa hoạn và lớp bảo vệ bê tông tối thiểu tương ứng vào kết cấu ngầm:

QCVN 08 : 2009/BXD CÔNG TRÌNH NGẦM ĐÔ THỊ - PHẦN 1. TẦU ĐIỆN NGẦM

Dựa trên QCVN 08: 2009/BXD, kháng hỏa 90 phút (R90) được yêu cầu cho thiết kế vỏ hầm. Lớp bảo vệ bê tông tối thiểu cho các kết cấu BTCT liên quan tương ứng với R90 là 35 mm được xác định trong Phụ lục F của QCVN 06: 2010/BXD – TIÊU CHUẨN XÂY DỰNG VIỆT NAM VỀ AN TOÀN HỎA HOẠN CỦA CÁC TÒA NHÀ. Như khẳng định bởi Nhà thầu CP3, hệ số thoát nhiệt hỏa hoạn của đầu máy to axe là 5 MW cho thiết kế thông gió E&M phù hợp với Các yêu cầu của Chủ đầu tư. Do đó, không có yêu cầu trong hợp đồng về lớp bảo vệ bê tông chống lại hỏa hoạn.

Mục tiêu độ bền của dự án phải đạt được tuổi thọ phục vụ, với việc bảo trì hợp lý, 100 năm cho kết cấu hầm khiên đào. Các cung cấp sau đây đã được xem xét để đạt được yêu cầu độ bền và chống cháy yêu cầu tại trạng thái giới hạn phục vụ:

- Lớp bê tông bảo vệ tối thiểu 35 mm đối với cốt thép f'_{ck} = 48 MPa bê tông và chiều dày lớp vỏ lớn hơn 100 mm
- Tấm bê tông cốt thép được thiết kế với bề rộng khe nứt nhỏ hơn 0,2 mm

Đệm đàn hồi và hút nước liên tục hoặc chất trám khe tương đương được đặt tại rãnh vòm quanh tấm

Dựa trên các yêu cầu thiết kế cũng như các tiêu chuẩn liên quan, 40mm là lớp bảo vệ bê tông tối thiểu được chọn trong thiết kế.

5.4 Kiểm tra bu lông

Bu lông được sử dụng để liên kết các tấm và các phân đoạn liền kề với nhau. Các bu lông được thiết kế để giữ đệm trám hoặc vật liệu trám tương đương chịu nén, khi một phần lực đẩy máy được giải phóng trong quá trình lắp dựng phân đoạn. Xa hơn sau máy khoan, ma sát giữa lớp lót và nền là đủ để giữ dải trám hoặc vật liệu trám tương đương chịu nén.

6. KIỂM TRA TẤM CHỊU TẢI THI CÔNG

6.1 Kiểm tra lực kích (ảnh hưởng của đẩy máy khoan)

Lực kích trên diện tích chu vi tấm vỏ đúc sẵn, từ máy khoan, phải được xem xét trong thiết kế tấm vỏ đường hầm. Lực đẩy lớn nhất là 44000 kN.

Uốn và xoắn bổ sung nhìn chung có thể sinh ra trên các tấm, khi lực đẩy không được phân bố đồng đều, do các bước dọc theo các mối nối chu vi. Để giảm thiểu hư hại trong quá trình đẩy, việc lắp dựng phân đoạn chính

xác là quan trọng. Việc sử dụng gắn mối nối sẽ giúp đỡ thêm cho việc giảm những ảnh hưởng đó bởi giảm tập trung tải trọng.

Tải trọng đẩy máy khoan tác dụng lên các mối nối chu vi gây ra ứng suất bung ra, khi bề rộng ép mặt của đệm và gắn khe mối nối nhỏ hơn chiều dày tấm. Các mối nối chu vi được kiểm tra cho lực cắt ra bởi lực đẩy.

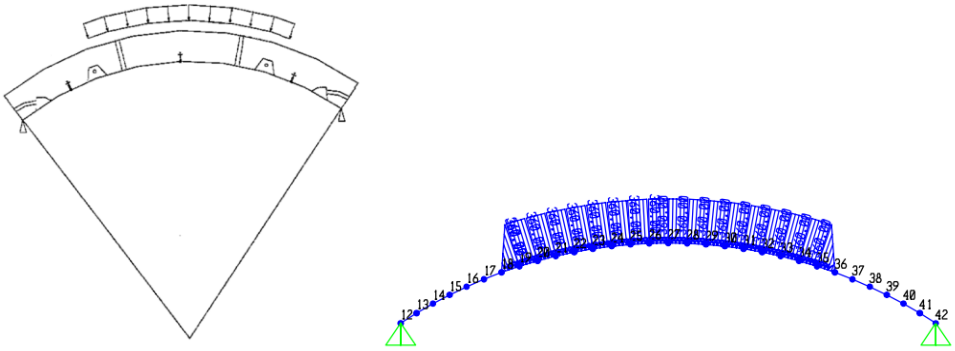
6.2 Kiểm tra phun vữa thứ cấp

Ổn định vỏ chịu áp lực phun vữa được đánh giá trong những tình huống khác nhau:

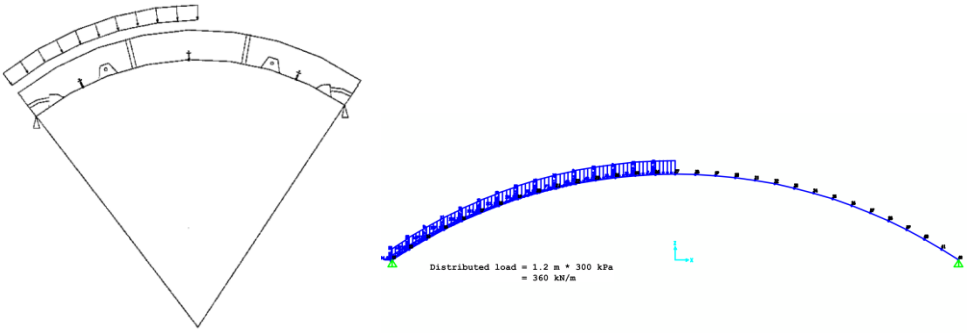
a) Áp lực phun vữa áp dụng dọc một nửa tấm – đoạn giữa tấm

b) Áp lực phun vữa áp dụng dọc một nửa tấm – tại một bên của tấm

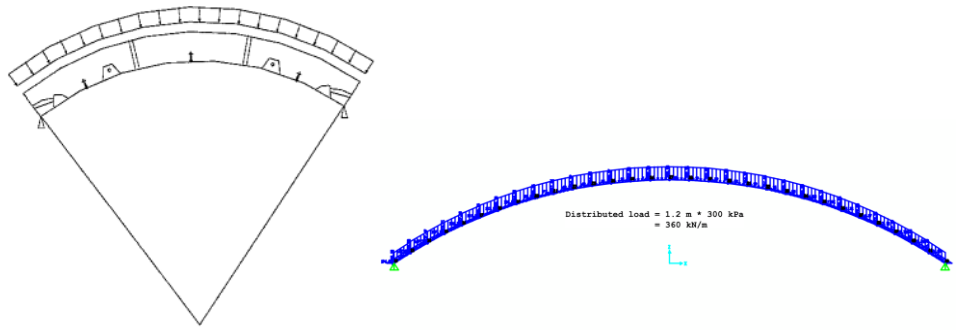
c) Áp lực phun vữa áp dụng dọc toàn bộ tấm



A. Áp lực phun vữa phân phối tại tâm



B. Áp lực phun vữa phân phối tại một nửa bên



C. Áp lực phun vữa phân phối dọc theo phần tử

Hình 6-1 Các trường hợp áp lực phun vữa thứ cấp a và b trong mô hình SAP2000.

7. KIỂM TRA ĐẨY NỔI

7.1 Đẩy nổi do áp lực thủy tĩnh

Đánh giá các trạng thái giới hạn do lực đẩy nổi và/hoặc trồi đất được tiến hành tại các mặt cắt nguy hiểm. Đường hầm được kiểm tra để thỏa mãn hệ số an toàn tổng thể 1,05 phù hợp với Tiêu chuẩn Nhật bản tương ứng.

$$F_s = \frac{2R_o[\gamma'(H_w + R_o) + \gamma(H - H_w)] - \pi\gamma' R_o^2/2 + 2\pi R_o g + 2R_o p_o + P_1}{\pi\gamma_w R_o^2} \geq 1.05$$

7.2 Đẩy nổi do hóa lỏng đất

Do tác dụng động trong quá trình động đất, áp lực nước lỗ rỗng của đất dạng hạt bão hòa có thể tang tới một giới hạn nhất định, trường hợp các hạt đất có thể tách rời và nổi trong nước rỗng. Đất bị hóa lỏng mất cường độ chịu cắt; ứng xử của nó giống chất lỏng. Trạng thái giới hạn như vậy phải được đánh giá theo hàm 6.8.4 theo Tiêu chuẩn động đất đường sắt (DSRSC – Thiết kế động đất).

8. KIỂM TRA CÁC KẾT CẤU KHÁC

Mục này cung cấp một tóm tắt cơ bản cho các tiếp cận và các giả định áp dụng trong thiết kế. Các mặt khác nhau của, hơn nữa bao gồm các khía cạnh thiết kế khác nhau và chi tiết của các tấm BTCT.

8.1 Kiểm tra mối nối chu vi

Mối nối chu vi được kiểm tra khả năng bu lông đối với đệm chịu nén và khả năng chịu cắt của bê tông. Cường độ chịu cắt của bê tông được kiểm tra tại các gioăng và tại khóa chịu cắt. Lực đóng khe được tính toán dựa trên các đặc trưng cung cấp bởi nhà cung cấp trám khe của nhà thầu.

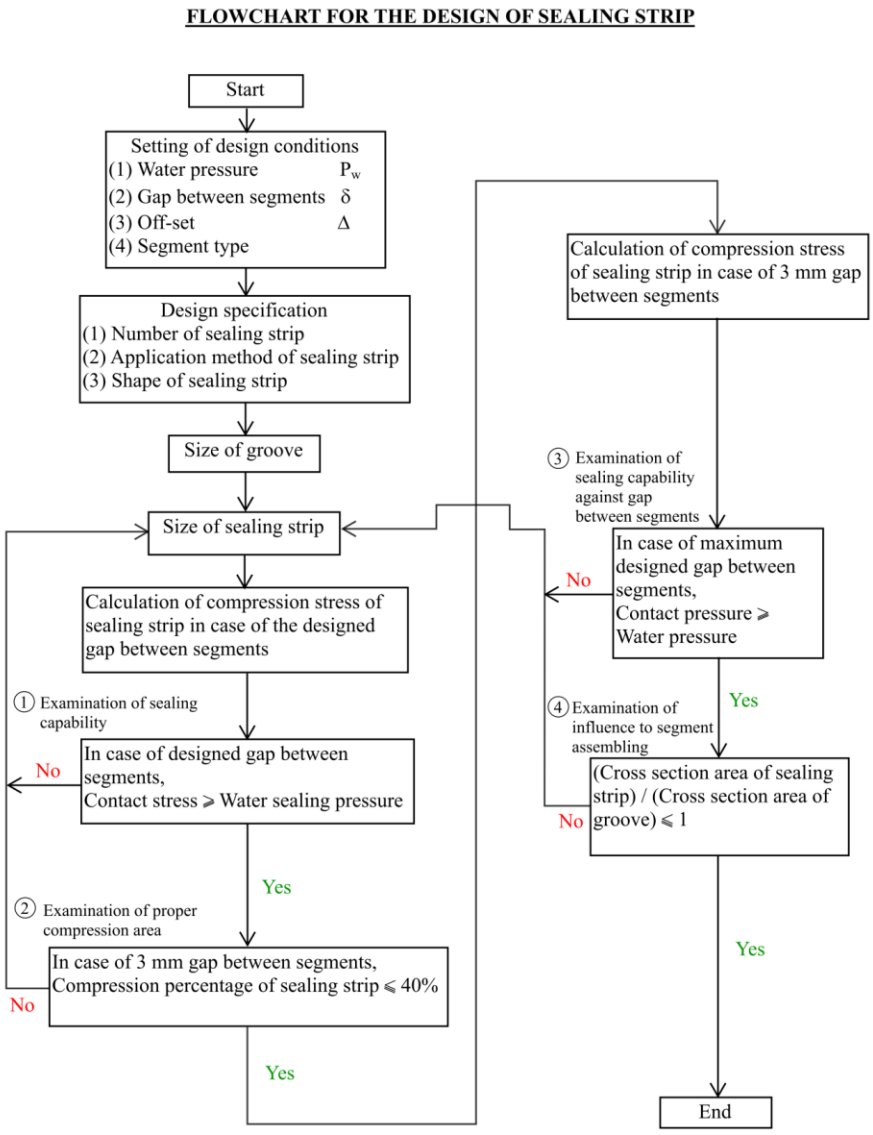
8.2 Lực thao tác

Segments are designed for load conditions related to demolding, stacking, and erection of the segments. Các tấm sẽ được thiết kế cho các điều kiện liên quan tới tháo cốp pha, xếp chồng và lắp dựng tấm.

Ứng suất trong bê tông được đánh giá dựa trên lý thuyết đàn hồi. Mục đích của phân tích này là để đảm bảo rằng mô đun nứt của bê tông phẳng không bị vượt quá.

8.3 Sự kín nước (Thiết kế kín nước tấm)

Dải trám hút nước được chọn bởi SMJO được xác định dựa trên các yêu cầu thiết kế. Lưu đồ quy trình thiết kế được minh họa bên dưới.



Hình 8-1: Lưu đồ thiết kế dải trám

8.4 Vát mặt

Theo tuyến hầm, mức độ vát lớn nhất được tính toán dựa trên bán kính cong nhỏ nhất 350 m.

9. THIẾT KẾ ĐỘNG ĐẤT

Các nghiên cứu liên quan tới ảnh hưởng động đất lên đường hầm có thể bỏ qua dựa trên Tiêu chuẩn thiết kế Nhật Bản "Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu đường sắt và khuyến nghị (Hầm khiên đào)", Mục 5, khoản (6) do Viện nghiên cứu kỹ thuật đường sắt xuất bản.

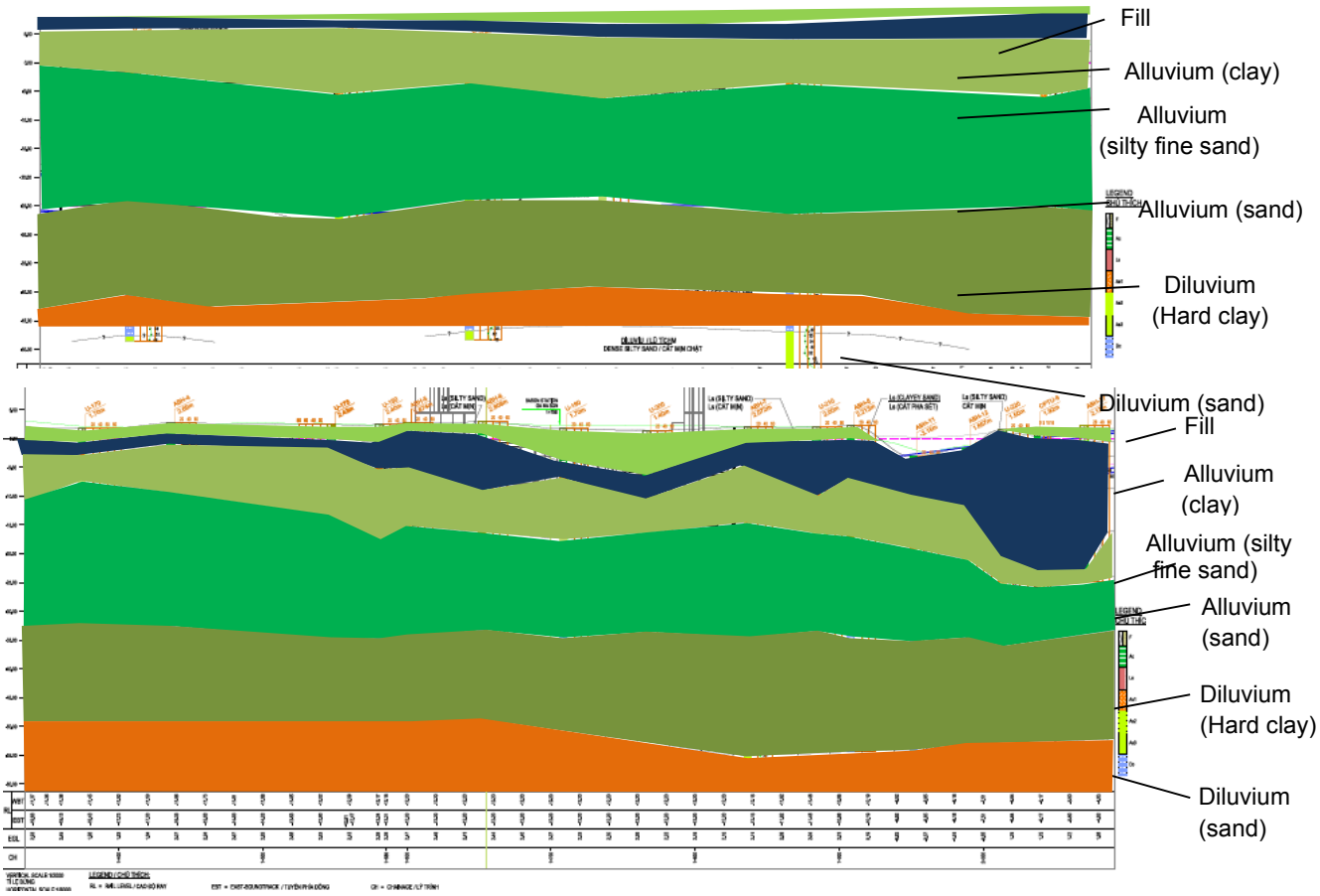
(6) Impact of earthquakes

Earthquake impact is minimal and studies can be omitted because it is assumed that a tunnel vibrates in approximate harmony with the ground around the tunnel. The Shield Tunnel Standard introduces conditions, and a method of judging liquefaction for use in the study of the impact of earthquakes. It also describes a new design method based on the seismic deformation method for use when performing seismic design.

9.1 Phân tích hóa lỏng

Rủi ro hóa lỏng được đánh giá bởi các công thức trong Tiêu chuẩn Nhật Bản (DSRSC-ST).

Mặt cắt địa chất phương dọc của hầm khiên đào thể hiện bên dưới:



Hình 9-1 Mặt cắt địa chất phương dọc của hầm khiên đào

Gia tốc đỉnh nền là tương đối nhỏ (khoảng 0.11*g*); tuy nhiên, một số vùng ở các lớp trên của đất (đất đắp và cát bùn bồi tích) có thể nhạy cảm với hóa lỏng. Với lớp sét bồi tích, hàm lượng hạt mịn đủ lớn để hóa lỏng không xảy ra. Với các lớp sâu hơn 15m, phân tích hóa lỏng chưa được xem xét.

Để đánh giá khả năng hóa lỏng của đất dọc tuyến, các đặc trưng của đất và giá trị SPT-N dọc tuyến hầm được đánh giá.

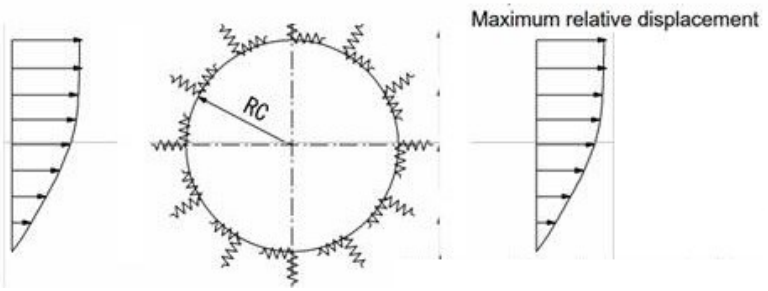
9.2 Phân tích động đất phương ngang

Mô hình hai-dầm-phân đoạn để phân tích động đất được tiến hành trong những vùng hóa lỏng đất có thể xảy ra để khẳng định rằng tổ hợp tải trọng liên quan đến động đất là không nguy hiểm.

Tải trọng sau đây được áp dụng cho mô hình phân tích là tải trọng đường hầm tiếp nhận từ đất nền xung quanh trong quá trình động đất:

9.2.1 Chuyển vị phản ứng

Chuyển vị tương đối lớn nhất giữa đỉnh và đáy hầm, đạt được từ phân tích phản ứng nền, được áp dụng lên mô hình đường hầm qua các lò xo nền.



Hình 9-2 Chuyển vị phản ứng nền áp dụng lên mô hình hầm

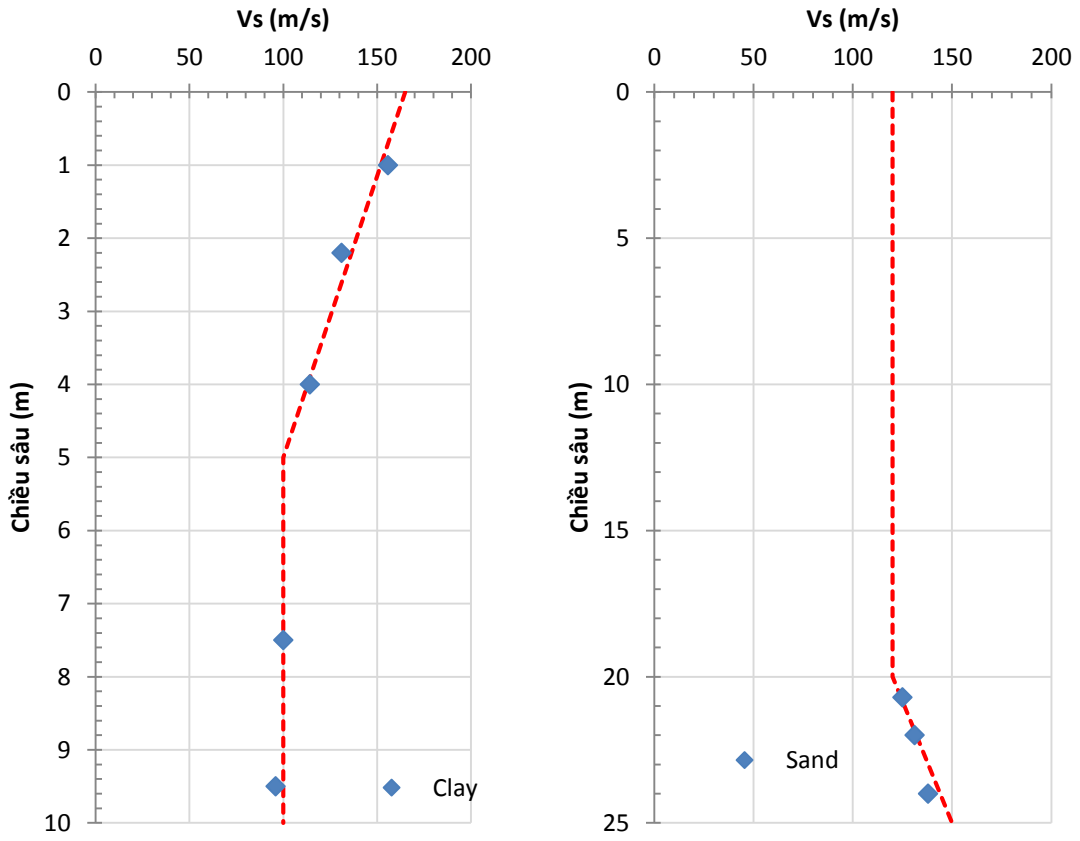
Đánh giá hóa lỏng thể hiện rằng Lớp cát bồi 1 có khả năng hóa lỏng tại một số vị trí, phân tích phản ứng nền được tiến hành để cung cấp đầu vào cho phân tích động đất cho các lực kết cấu của đường hầm.

9.2.2 Các thông số đất

Phân tích phản ứng nền yêu cầu các thông số sau của đất:

- Mô đun kháng cắt biến dạng nhỏ
- Đường cong suy giảm mô đun kháng cắt với biến dạng
- Đường cong giảm chấn với biến dạng
- Dịch chuyển đầu vào

Mô đun kháng cắt biến dạng nhỏ đạt được dựa trên tốc độ dao động cắt của đất. Dựa trên dữ liệu có sẵn, tốc độ dao động cắt tại các chiều sâu khác nhau tại hố khoan ABH-10 được biểu thị trong Hình 9-3 bên dưới cho sét và cát.



Hình 9-3 Tốc độ dao động cắt của sét và cát tại hố khoan ABH-10

Dữ liệu khảo sát nền có sẵn chỉ bao gồm tốc độ dao động cắt của sét và cát bồi tới độ sâu 25m, đối với sét và cát lũ tích, tốc độ dao động cắt được lấy từ EN 1998-1:2004 Eurocode 8 phần 1, Bảng 3.1 từ các loại đất tương ứng.

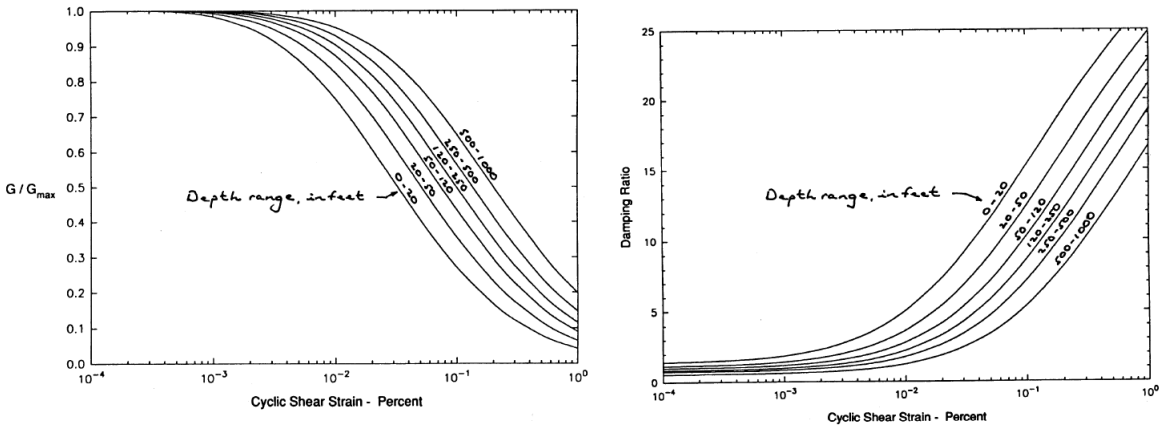
Với tốc độ dao động cắt, mô đun kháng cắt biến dạng nhỏ G_0 có thể đạt được từ công thức sau:

$$V_s = \sqrt{\frac{G_0}{\rho}}$$

Trong đó **ρ** là trọng lượng riêng của đất và V_s là tốc độ dao động cắt

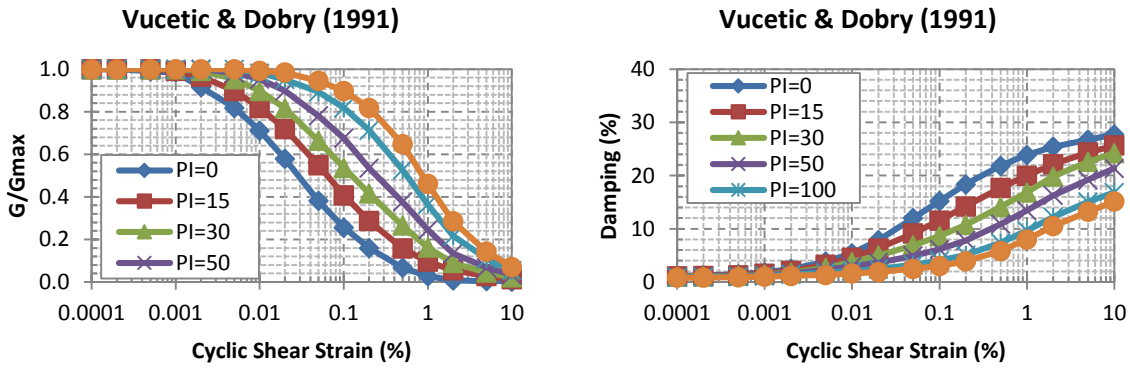
Với đường cong suy giảm mô đun kháng cắt, không có dữ liệu nền cụ thể, do đó đường cong suy giảm mô đun kháng cắt và đường cong giảm chấn được lấy từ hướng dẫn sử dụng. Đối với đất cát, các đường cong động được lấy từ tập hợp các đường cong động tiêu chuẩn từ EPRI (1993) tính tới thay đổi chiều sâu cho các đất cát.

Hình 9-4 thể hiện đường cong suy giảm mô đun kháng cắt và đường cong giảm chấn lấy từ Hình 7.A.18 và 7.A.19 từ EPRI (1993) "Hướng dẫn xác định chuyển động nền cơ sở thiết kế – Quyển 2: Phụ lục cho ước tính chuyển động nền".



Hình 9-4 Các đường cong động (theo EPRI, 1993)

Đối với đất sét, đường cong động của đất được lấy từ Vucetic & Dobry, JGE 1/91 dựa trên chỉ số dẻo. Các đường cong thể hiện trong Hình 11-8.

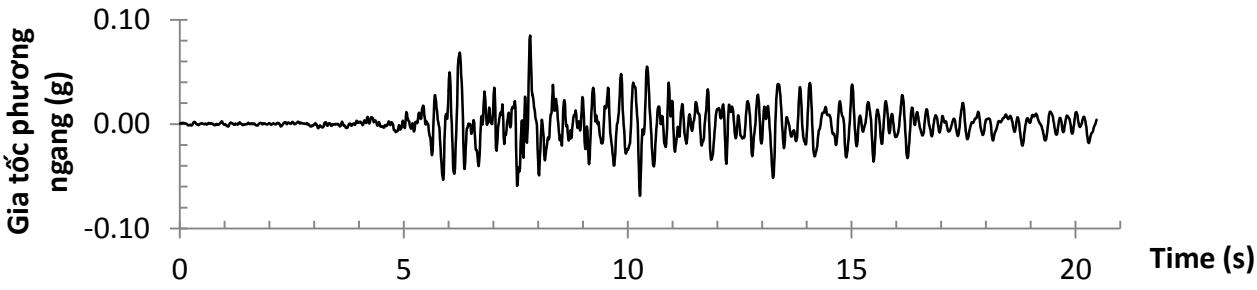


Hình 9-5 Các đường cong động

Nguồn: Vucetic & Dobry (1991)

Gia tốc đỉnh nền hay a $_{max}$ được tính toán trong Báo cáo diễn giải địa kỹ thuật – Hầm khiên đào (báo cáo mới nhất được đệ trình bởi SMJO ngày 19/8/2015). Được lấy từ Tiêu chuẩn thiết kế động đất Việt Nam, TCVN 9386:2012 bằng 0,0848 (a_g) X 1,35 (S, hệ số đất cho đất loại D) = 0,1145g.

Gia tốc đỉnh nền a_g cho loại A (đá) bằng 0,0848g cho TPHCM. Chuyển động đầu vào được lấy từ chuyển động nền tại bờ biển việt Nam tháng 11/2007 tỷ lệ với gia tốc đỉnh đá thiết kế. Hình 11-9 thể hiện chuyển động đầu vào. S là hệ số nền bằng 1,35 cho đất loại D. Trong TCVN 9386:2012, đất loại D được xác định là trầm tích đất không dính rời đến trung bình (có hoặc không có các lớp đất dính mềm), hoặc chủ yếu đất dính mềm tới cứng. Nó phù hợp mặt cắt địa chất khu vực.



Hình 9-6 Dịch chuyển đầu vào lựa chọn

Nguồn: Bờ biển Việt Nam tháng 11/2007

9.2.3 Mặt cắt nền

Mặt cắt địa chất tại 4 mặt cắt lựa chọn tổng hợp trong Bảng 9-1:

Bảng 9-1 Mặt cắt địa chất tại 4 mặt cắt

Đất	Mặt cắt A - WBT		Mặt cắt A - EBT		Mặt cắt B		Mặt cắt C	
	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)
Sét	2,62	-1,2	2,62	-1,47	2,73	-1,1	2,03	-0,6
As1	-1,2	-8,03	-1,47	-9,97	-1,1	-11,29	-0,6	-9,59
As2	-8,03	-31,41	-9,97	-32,39	-11,29	-32,24	-9,59	-29,91
Dc	-31,41	-47	-32,39	-47	-32,24	-47,27	-29,91	-45,74
Ds	-47	-100	-47	-100	-47,27	-100	-45,74	-100
Đá	-100		-100		-100		-100	

Cùng với các thông số đất được xác định như đề cập trước đây, các đặc trưng đất được tổng hợp trong Bảng 9-2 đến 5 bên dưới:

Bảng 9-2 Các thông số đất của mặt cắt A – WBT

Lớp	Đất	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)	Đỉnh (m chiều sâu)	Đáy (m chiều sâu)	Tâm (m chiều sâu)	Chiều dày (m)	V_s (m/s)	Trọng lượng riêng (kg/m3)	G_0 (MPa)	Đường cong động
1	Sét	2,6	-1,2	0	3,8	1,9	3,8	140,2	1650	32,4	PI=30
2	As1	-1,2	-2,9	3,8	5,5	4,7	1,7	120	1950	28,1	(0-6)
3	As1	-2,9	-4,6	5,5	7,2	6,4	1,7	120	1950	28,1	(6-15)
4	As1	-4,6	-6,3	7,2	8,9	8,1	1,7	120	1950	28,1	(6-15)
5	As1	-6,3	-8	8,9	10,7	9,8	1,7	120	1950	28,1	(6-15)
6	As2	-8	-13	10,7	15,7	13,2	5	120	2000	28,8	(6-15)
7	As2	-13	-18	15,7	20,7	18,2	5	120	2000	28,8	(15-36)
8	As2	-18	-23	20,7	25,7	23,2	5	138,9	2000	38,6	(15-36)
9	As2	-23	-31,4	25,7	34	29,8	8,4	179	2000	64,1	(15-36)
10	Dc	-31,4	-40	34	42,6	38,3	8,6	229,6	2100	110,7	PI=30
11	Dc	-40	-47	42,6	49,6	46,1	7	319,6	2100	214,5	PI=30
12	Ds	-47	-55	49,6	57,6	53,6	8	393,2	2050	317	(36-75)
13	Ds	-55	-65	57,6	67,6	62,6	10	467,9	2050	448,9	(36-75)
14	Ds	-65	-75	67,6	77,6	72,6	10	550,9	2050	622,3	(36-75)
15	Ds	-75	-85	77,6	87,6	82,6	10	634	2050	823,9	(75-150)
16	Ds	-85	-100	87,6	102,6	95,1	15	737,7	2050	1115,7	(75-150)
17	Đá	-100						800	2200	1408	(75-150)

Bảng 9-3 Các thông số đất của mặt cắt A – EBT

Lớp	Đất	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)	Đỉnh (m chiều sâu)	Đáy (m chiều sâu)	Tâm (m chiều sâu)	Chi ều dày (m)	V_s (m/s)	Trọng lượng riêng (kg/m3)	G_0 (MPa)	Đường cong động
1	Sét	2,6	-1,5	0	4,1	2	4,1	138,4	1650	31,6	PI=30
2	As1	-1,5	-3,6	4,1	6,2	5,2	2,1	120	1950	28,1	(0-6)
3	As1	-3,6	-5,7	6,2	8,3	7,3	2,1	120	1950	28,1	(6-15)
4	As1	-5,7	-7,8	8,3	10,5	9,4	2,1	120	1950	28,1	(6-15)
5	As1	-7,8	-10	10,5	12,6	11,5	2,1	120	1950	28,1	(6-15)
6	As2	-10	-15	12,6	17,6	15,1	5	120	2000	28,8	(15-36)
7	As2	-15	-20	17,6	22,6	20,1	5	120,5	2000	29,1	(15-36)
8	As2	-20	-25	22,6	27,6	25,1	5	150,5	2000	45,3	(15-36)
9	As2	-25	-32,4	27,6	35	31,3	7,4	187,8	2000	70,5	(15-36)
10	Dc	-32,4	-40	35	42,6	38,8	7,6	226,9	2100	108,1	PI=30
11	Dc	-40	-47	42,6	49,6	46,1	7	316,9	2100	210,9	PI=30
12	Ds	-47	-55	49,6	57,6	53,6	8	393,2	2050	317	(36-75)
13	Ds	-55	-65	57,6	67,6	62,6	10	467,9	2050	448,9	(36-75)
14	Ds	-65	-75	67,6	77,6	72,6	10	550,9	2050	622,3	(36-75)
15	Ds	-75	-85	77,6	87,6	82,6	10	634	2050	823,9	(75-150)
16	Ds	-85	-100	87,6	102,6	95,1	15	737,7	2050	1115,7	(75-150)
17	Đá	-100						800	2200	1408	(75-150)

Bảng 9-4 Các thông số đất của mặt cắt B

Lớp	Đất	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)	Đỉnh (m chiều sâu)	Đáy (m chiều sâu)	Tâm (m chiều sâu)	Chiều dày (m)	V_s (m/s)	Trọng lượng riêng (kg/m3)	G_0 (MPa)	Đường cong động
1	Sét	2,7	-1,1	0,0	3,8	1,9	3,8	140,1	1650	32,4	PI=30
2	As1	-1,1	-3,6	3,8	6,4	5,1	2,5	120,0	1950	28,1	(0-6)
3	As1	-3,6	-6,2	6,4	8,9	7,7	2,5	120,0	1950	28,1	(6-15)
4	As1	-6,2	-8,7	8,9	11,5	10,2	2,5	120,0	1950	28,1	(6-15)
5	As1	-8,7	-11,3	11,5	14,0	12,7	2,5	120,0	1950	28,1	(6-15)
6	As2	-11,3	-16,3	14,0	19,0	16,5	5,0	120,0	2000	28,8	(15-36)
7	As2	-16,3	-21,3	19,0	24,0	21,5	5,0	129,1	2000	33,3	(15-36)
8	As2	-21,3	-26,3	24,0	29,0	26,5	5,0	159,1	2000	50,6	(15-36)
9	As2	-26,3	-32,2	29,0	35,0	32,0	6,0	192,0	2000	73,7	(15-36)
10	Dc	-32,2	-40,0	35,0	42,7	38,9	7,8	226,5	2100	107,7	PI=30
11	Dc	-40,0	-47,3	42,7	50,0	46,4	7,3	316,5	2100	210,3	PI=30
12	Ds	-47,3	-55,0	50,0	57,7	53,9	7,7	392,3	2050	315,4	(36-75)
13	Ds	-55,0	-65,0	57,7	67,7	62,7	10,0	466,2	2050	445,6	(36-75)
14	Ds	-65,0	-75,0	67,7	77,7	72,7	10,0	549,7	2050	619,4	(36-75)
15	Ds	-75,0	-85,0	77,7	87,7	82,7	10,0	633,1	2050	821,7	(75-150)
16	Ds	-85,0	-100,0	87,7	102,7	95,2	15,0	737,4	2050	1114,8	(75-150)
17	Đá	-100,0						800,0	2200	1408,0	(75-150)

Bảng 9-5 Các thông số đất của mặt cắt C

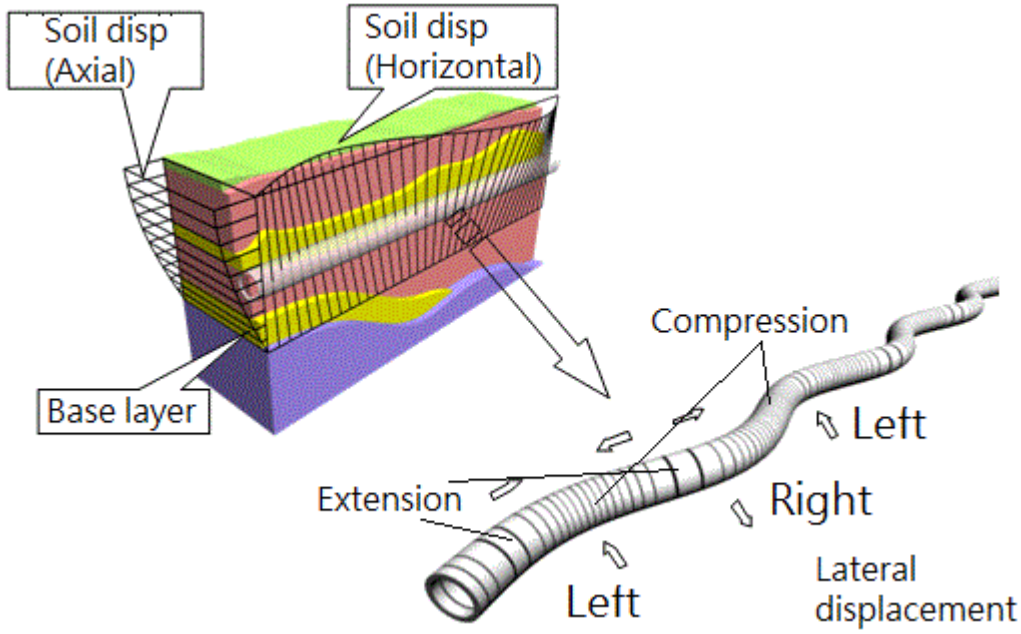
Lớp	Đất	Đỉnh (mPD)	Đáy (mPD)	Đỉnh (m chiều sâu)	Đáy (m chiều sâu)	Tâm (m chiều sâu)	Chiều dày (m)	V_s (m/s)	Trọng lượng riêng (kg/m3)	G_0 (MPa)	Đường cong động
1	Sét	2,0	-0,6	0,0	2,6	1,3	2,6	147,9	1650	36,1	PI=30
2	As1	-0,6	-2,8	2,6	4,9	3,8	2,2	120,0	1950	28,1	(0-6)
3	As1	-2,8	-5,1	4,9	7,1	6,0	2,2	120,0	1950	28,1	(6-15)
4	As1	-5,1	-7,3	7,1	9,4	8,2	2,2	120,0	1950	28,1	(6-15)
5	As1	-7,3	-9,6	9,4	11,6	10,5	2,2	120,0	1950	28,1	(6-15)
6	As2	-9,6	-14,6	11,6	16,6	14,1	5,0	120,0	2000	28,8	(15-36)
7	As2	-14,6	-19,6	16,6	21,6	19,1	5,0	120,0	2000	28,8	(15-36)
8	As2	-19,6	-24,6	21,6	26,6	24,1	5,0	144,7	2000	41,9	(15-36)
9	As2	-24,6	-29,9	26,6	31,9	29,3	5,3	175,7	2000	61,7	(15-36)
10	Dc	-29,9	-40,0	31,9	42,0	37,0	10,1	237,4	2100	118,3	PI=30
11	Dc	-40,0	-45,7	42,0	47,8	44,9	5,7	327,4	2100	225,1	PI=30
12	Ds	-45,7	-55,0	47,8	57,0	52,4	9,3	397,5	2050	324,0	(36-75)
13	Ds	-55,0	-65,0	57,0	67,0	62,0	10,0	475,6	2050	463,8	(36-75)
14	Ds	-65,0	-75,0	67,0	77,0	72,0	10,0	556,7	2050	635,4	(36-75)
15	Ds	-75,0	-85,0	77,0	87,0	82,0	10,0	637,8	2050	834,0	(75-150)
16	Ds	-85,0	-100,0	87,0	102,0	94,5	15,0	739,2	2050	1120,1	(75-150)
17	Đá	-100,0						800,0	2200	1408,0	(75-150)

9.2.4 Site response analysis

Phân tích phản ứng nền được tiến hành bằng chương trình máy tính SHAKE91 với mặt cắt địa chất và các thông số đất đề cập bên trên. Bước gia tải do hoạt động động đất (tải động đất) đươce thêm vào phân tích kết cấu (SAP2000). Các tổ hợp tải trọng liên quan tới tải động đất không bao gồm trong các tải trọng tạm thời, ví dụ tải phun vữa.

9.3 Phân tích động đất theo phương dọc

Phân tích động đất phương dọc được thực hiện cho đường hầm dựa trên động đất mức 1. Chuyển vị phương dọc và phương ngang của nền đất gây ra lực kéo trục và nén của đường hầm. Hình 9-7 bên dưới trình bày khái niệm phân tích động đất phương dọc đường hầm.



Hình 9-7 Phân tích động đất phương dọc đường hầm

Phân tích động đất phương dọc được tiến hành bằng cách tính toán nén phương trục, kéo phương trục và biến dạng phương trục của hầm gây ra bởi chuyển vị theo phương ngang và phương đứng sinh ra đối với hầm bởi nền đất. Các ứng suất và biến dạng này được kiểm tra so với các giá trị cho phép.

9.3.1 Phương pháp tính

Đầu tiên, chuyển vị phương ngang và phương đứng ($U_{h(z)}$ and U_z) bởi động đất được ước tính bằng công thức sau:

$$U_{h(z)} = \frac{2}{\pi^2} \times S_v \times T_s \times \cos(\frac{\pi Z}{2H})$$

$$U_v = \frac{1}{2} U_{h(z)}$$

Trong đó,

S_v = Tốc độ phổ (m/s)

T_s = chu kỳ nền (s)

Z = Độ sâu tới nửa hầm (m)

H = Chiều dày lớp đất mặt bên trên lớp nền

Từ các chuyển vị, các lực nén và kéo phương trục, moment và lực cắt gây ra bởi chuyển vị phương ngang và phương đứng được tính toán.

Lực nén phương trục gây ra bởi chuyển vị ngang, P^{ch}:

$$P^{c_h} = \alpha^{c_1} \times \frac{\pi\, U_{h(z)}}{L} \times (EA)^{C_{eq}}$$

Lực kéo phương trục gây ra bởi chuyển vị ngang, P^{Th}:

$$P^{T_h} = \alpha^{T_1} \times \frac{\pi\, U_{h(z)}}{L} \times (EA)^{T_{eq}}$$

Lực nén phương trục gây ra bởi chuyển vị đứng, P^{cv}:

$$P^{c_v} = \alpha^{c_1} \times \frac{\pi\, (U_{h(z)} + U_v)}{2L} \times (EA)^{C_{eq}}$$

Lực kéo phương trục gây ra bởi chuyển vị đứng, P^{Tv}:

$$P^{T_h} = \alpha^{T_1} \times \frac{\pi\, (U_{h(z)} + U_v)}{2L} \times (EA)^{T_{eq}}$$

Moment nén gây ra bởi chuyển vị ngang, M^{ch}:

$$M^{c_h} = \alpha^{c_2} \times \frac{4\pi^2\, U_{h(z)}}{L^2} \times (EI)^{C_{eq}}$$

Moment kéo gây ra bởi chuyển vị ngang, M^{Th}:

$$M^{T_h} = \alpha^{c_2} \times \frac{4\pi^2\, U_{h(z)}}{L^2} \times (EI)^{T_{eq}}$$

Moment nén gây ra bởi chuyển vị đứng, M^{cv}:

$$M^{c_v} = \alpha^{c_3} \times \frac{4\pi^2\, U_v}{L^2} \times (EI)^{C_{eq}}$$

Moment kéo gây ra bởi chuyển vị đứng, M^{Tv}:

$$M^{T_v} = \alpha^{T_3} \times \frac{4\pi^2\, U_v}{L^2} \times (EI)^{T_{eq}}$$

Lực cắt nén gây ra bởi chuyển vị ngang, Q^{ch}:

$$Q^{c_h} = \alpha^{c_2} \times \frac{8\pi^3\, U_{h(z)}}{L^3} \times (EI)^{C_{eq}}$$

Lực cắt kéo gây ra bởi chuyển vị ngang, Q^{ch}:

$$Q^{T_h} = \alpha^{T_2} \times \frac{8\pi^3\, U_{h(z)}}{L^3} \times (EI)^{T_{eq}}$$

Lực cắt nén gây ra bởi chuyển vị đứng, Q^{cv}:

$$Q^{c_v} = \alpha^{c_3} \times \frac{8\pi^3\, U_v}{L^3} \times (EI)^{C_{eq}}$$

Lực cắt kéo gây ra bởi chuyển vị đứng, Q^{Tv}:

$$Q^{T_v} = \alpha^{T_3} \times \frac{8\pi^3\, U_v}{L^3} \times (EI)^{T_{eq}}$$

Trong đó,

$(EA)^{Ceq}$ = độ cứng nén trục của vỏ bê tông
$(EA)^{Teq}$ = độ cứng kéo trục của mối nối

$(EI)^{Ceq}$ = độ cứng uốn của vỏ bê tông trong tình trạng nén
$(EI)^{Teq}$ = độ cứng uốn của mối nối trong tình trạng kéo
L = chiều dài sóng của sóng động đất trong vùng

α^{C1}, α^{T1}, α^{C2}, α^{T2}, α^{C3}, α^{T3} là các hệ số sử dụng cho tính toán các lực, moment và lực cắt dựa trên độ cứng kết cấu hầm:

$$\alpha^{c_1} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{C_1} L_i})^2}$$

$$\alpha^{T_1} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{T_1} L_i})^2}$$

$$\alpha^{c_2} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{C_2} L})^4}$$

$$\alpha^{T_2} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{T_2} L})^4}$$

$$\alpha^{c_3} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{C_3} L})^4}$$

$$\alpha^{T_3} = \frac{1}{1 + (1 + \frac{2\pi}{\lambda^{T_3} L})^4}$$

Trong đó,

$$L_i = \sqrt{2}\, L$$

$$\lambda^{C_1} = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)^{C_{eq}}}}$$

$$\lambda^{T_1} = \sqrt{\frac{K_{g1}}{(EA)^{T_{eq}}}}$$

$$\lambda^{C_2} = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{(EI)^{C_{eq}}}}$$

$$\lambda^{T_2} = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{(EI)^{T_{eq}}}}$$

$$\lambda^{C_3} = \sqrt[4]{\frac{K_{g3}}{(EI)^{C_{eq}}}}$$

$$\lambda^{T_3} = \sqrt[4]{\frac{K_{g3}}{(EI)^{T_{eq}}}}$$

và

$$K_{g1} = C_1\, G_s$$
$$K_{g2} = C_2\, G_s$$
$$K_{g3} = C_3\, G_s$$

C_1, C_2, C_3 là các hằng số theo Tiêu chuẩn thiết kế Nhật Bản “Hướng dẫn thiết kế cho các đường ống chung” của Hiệp hội đường bộ Nhật Bản (JRA 1986).

G_s là mô đun cắt trung bình của đất.

Sau khi có được lực dọc, lực cắt và moment gây ra bởi các chuyển vị động đất, các lực kết hợp bởi tác động phương ngang và phương đứng, và quay đối với hướng mặt phẳng của mặt cắt được ước tính:

10. THAM KHẢO

Dinh Ho Tong Minh, Le Van Trung, Thuy Le Toan. *Bản đồ hiện tượng lún nền ở TPHCM qua kỹ thuật đo tia giao thoa sử dụng dữ liệu ALOS PALSAR.* Remote Sensing, 2015, 8543-8562.

EPRI. *Hướng dẫn xác định chuyển động nền cơ sở thiết kế – Quyển 2: Phụ lục cho ước tính chuyển động nền.* Viện nghiên cứu điện lực, 1993.

Hazama Corp. *Báo cáo đốt hầm KL.* Tokyo: Nhà xuất bản Hazama, 2000.

JRA. *Sổ tay thiết kế cho các đường ống thông thường.* Hiệp hội đường bộ Nhật Bản, 1986.

JRTRI. *Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu đường sắt và khuyến nghị -hầm khiên đào (DSRSC-ST).* Tokyo: Viện nghiên cứu kỹ thuật đường sắt Nhật Bản, 2002.

JSCE . *Các thông số kỹ thuật cho kết cấu bê tông (Thiết kế).* Tokyo: Hội kỹ sư xây dựng Nhật Bản, 2007.

Koizumi Atsushi, Liu,. "Thiết kế tấm vỏ hầm khiên đào." Dịch bởi LinXing Guang. Bắc Kinh: Nhà xuất bản kiến trúc và xây dựng Trung Quốc, 2011.

Ltd., Hitachi. " Phản hồi: Yêu cầu thông tin tỷ lệ thoát nhiệt hỏa hoạn thiết kế Rolling Stock." ngày 02/12/2015.

Chương trình, Trung tâm kiểm soát lũ lụt đô thị. *TPHCM ngập và quản lý ngập lụt, Báo cáo cuối cùng.* Quyển. II. n.d.

Shinichiro Ohgakil; Yatsuka Kataoka; Satoshi Takizawa; Tetsuo Kuyama. *Quản lý mực nước ngầm bền vững ở các thành phố châu Á. Chương 3 Quản lý nguồn nước ở TPHCM.* Kanagawa: Dự án quản lý nguồn nước ngọt. Viện chiến lược môi trường toàn cầu (IGES), 2007.

SMJO. "Báo cáo diễn giải địa kỹ thuật." Dự án xây dựng đường sắt đô thị TPHCM Bến Thành - Suối Tiên (Tuyến 1) Gói hợp đồng-1b: Xây dựng, 18/8/2015.

SMJO. "Đánh giá lún nền do công tác khoan hầm : Báo cáo số DOC/1B/T/BTN/ GEO/DR/3100/-." tháng 4/2015.

SMJO. "Khổ xây dựng & Giải pháp tuyến: Báo cáo số DOC/1B/T/GNL/DES/DR/ 0300/-." tháng 7/2015.

Vucetic, M. and Dobry, R. *Ảnh hưởng của tính dẻo của đất trên phản ứng chu kỳ.* Quyển. 117, Số. 1. Tạp chí kỹ thuật địa chất (ASCE), 1991.

Zhang, F. Y., and H. H Zhu. *Phương pháp khoan hầm.* Bắc Kinh: Nhà xuất bản truyền thông, 2004.

PROJECT TITLE:	Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1) Contract Package 1b: Civil (Underground Section from KM 0+615 to KM 2+360)

Bored Tunnel – Segmental Lining – Works Specification

REVISION STATUS

REV. No.	DATE	DESCRIPTION	REMARKS
C	23 March 2016	THIRD ISSUE	Revised according to updated design submission
B	30 August 2015	SECOND ISSUE	Revised after design report second submission
A	03 March 2015	FIRST ISSUE	First established

	PREPARED BY	CHECKED BY	APPROVED BY
NAME	Ozturk Ozgur	Kenichi Ito	Nobuyuki Kawai
SIGNATURE			
DATE	23 March 2016	23 Mar 2016	23 Mar 2016

Contents

1. INTRODUCTION 5

2. GENERAL 5

3. DESIGN 5

3.1 General Design Principles 5
3.2 Loads 7
3.3 Flotation 8
3.4 Stability against Ground Heave 9
3.5 Compressed Air 9
3.6 Tunnel Lining 9
3.7 Waterproofing 10
3.8 Temporary Access or Retrieval Shafts 11
3.9 Schedule 11
3.10 Limit State Design Method 12

4. SURVEY 13

5. DIVERSION AND PROTECTION OF EXISTING UTILITIES AND ROADS 14

6. MONITORING 14

6.1 Environmental Monitoring 14
6.2 Monitoring for Protection of Existing Structures 14
6.3 Monitoring for Safety Construction 14

7. PROTECTION WORKS FOR EXISTING STRUCTURES 16

8. EXCAVATION 16

8.1 General 16
8.2 Break-outs for Openings, Junctions and Similar Structures 17
8.3 Excavation with Care 17
8.4 Control of Excavation 17
8.5 Over-break 18
8.6 Earlier Investigation Holes 18
8.7 Probing 18
8.8 Dealing with Water 19
8.9 Excavation Close to Completed Tunnel Works 19

9. TUNNELING BY TUNNEL BORING MACHINE (SHIELD MACHINE) 19

9.1 Transportation and Assembly 19
9.2 Initial Drive 19
9.3 Main Drive 19

9.4 Demolished Materials 19

10. SEGMENTAL TUNNEL LININGS 20

10.1 Design 20
10.2 Installation 20
10.3 Trial Assembly 20
10.4 Marking of Tunnel Segments 20
10.5 Transportation and Storage of Segments 21
10.6 Joints 21
10.7 Rolled Rings 21
10.8 Bolts 21
10.9 Plane 21
10.10 Sealing Strips 22
10.11 Caulking Grooves 23
10.12 Grout Valves 24
10.13 As-built Tolerances 24
10.14 Non-Compliance with Tolerances 24
10.15 Damaged Segments 24

11. PRECAST CONCRETE LININGS 24

11.1 General 24
11.2 Materials 25
11.3 Connections 25
11.4 Molds 26
11.5 Concreting 26
11.6 Grout Holes 26
11.7 Tolerances 26
11.8 Joints 27
11.9 Casting and Curing 27
11.10 Concrete Cover 27
11.11 De-Molding 27
11.12 Handling and Stacking 27
11.13 Caulking 27
11.14 Tests on Reinforced Concrete Segments 27

12. ALTERNATIVE TUNNEL LINING 28

13. GROUTING 28

13.1 Definitions 28
13.2 Method 29
13.3 Secondary Grouting 30
13.4 Mix 30
13.5 Injection (Primary grouting) 31
13.6 Grout Plugs 31

13.7 Records 31
13.8 Monitoring Pressures 31
13.9 Caulking 31
13.10 Shafts 31
13.11 In-situ Linings and Junctions 31
13.12 Performance 31
13.13 Verification 32

14. WATERTIGHTNESS OF TUNNEL 32

15. AS-BUILT TUNNEL SURVEY (WRIGGLE SURVEY) 32

16. DAILY RECORDS 32

17. BACKFILLING OF SHAFTS AND ADITS 33

18. WORKING UNDER COMPRESSED AIR 33

1. INTRODUCTION

This section specifies materials, methods and workmanship required for the construction of bored tunnels, headings, adits, shafts and junctions.

Shimizu-Maeda Joint Operation SMJO (hereinafter named the Contractor) was awarded design and construction of the tunnel section Ho Chi Minh City Urban Railway Construction Project Ben Thanh - Suoi Tien Section (Line 1) Contract Package-1b: Civil (Underground Section from KM 0+615 to KM 2+360). This works specification document is based in the Tender Documents for Contract Package-1b: Civil (Underground Section from KM 0+615 to KM 2+360) Volume 4 –Outline Design Specifications hereinafter called Outline Design Specifications and Volume 5- Outline Construction Specifications, hereinafter called Outline Construction Specifications.

2. GENERAL

1) All works related to the bored tunnel and shaft etc. shall be carried out in compliance with the Health and Safety requirements as detailed in the Employer's Requirements.

2) All aspects of tunnelling shall comply with the relevant requirements of Employer's Requirements, Outline Design Specifications, this Outline Construction Specifications, and followings;

a. Design Standards for Railway Structures and Commentary (Shield Tunnel), 2002, Railway Technical Research Institute, Japan (RTRI-J)

b. Standard Specifications for Tunnelling - 2006 : Shield Tunnel, Japan Society of Civil Engineers (JSCE)

3) Where tunnels are excavated by means of a Tunnel Boring Machine (Shield Machine) or other mechanical means, details of such means, including manufacturer's drawings and methods of working shall be submitted as part of the Design Submission.

4) All works shall be carried out in compliance with the Contractor's approved Safety Plan and be executed in compliance with the requirements of Chapter 4, Construction and Construction Facilities, Standard Specifications for Tunnelling – 2006: Shield Tunnel, JSCE.

5) The tunnelling type chosen is an EPB TBM (Earth Pressure Balance Tunnel Boring Machines or Shield Tunnel). In this document the word “TBM” will be referred to the machine, back-up system and all the plant and equipment necessary for their functioning.

3. DESIGN

3.1 General Design Principles

According to Outline Design Specifications the General Principles of the following shall apply to the bored tunnels.

1) The running tunnels shall comprise either, twin single track tunnels approximately one tunnel width apart or a single double track tunnel. The top of rail alignment is shown on the Drawings. Tunnels shall be circular based on the method of construction chosen.

2) The design of the linings for the tunnels shall be fully compatible with the Contractor's proposed method of construction. The principal method is to be shield driven tunnel with permanent precast concrete segmental lining.

3) The tunnel profile shall generally follow the alignment shown on the Drawings unless it can be shown that there are advantages in following an alternative.

4) The limit state design method as Chapter 5, Standard Specifications for Tunnelling - 2006: Shield Tunnel, JSCE shall be used for the design of all permanent underground concrete structures.

5) The design method for the bored tunnel linings shall conform to the guidelines of the Design Standards for Railway Structures and Commentary (Shield Tunnel), 2002, RTRI and Chapter 5, Standard Specifications for Tunnelling – 2006: Shield Tunnel, JSCE.

6) Due account shall be taken of the degree of flexibility of the linings to be used in the various soil conditions and taking account of the size, proximity, timing and method of construction of adjacent excavations. The inherent lining flexibility may have to be reduced in order to maintain acceptable values for the deflection of the lining.

7) The Contractor shall consider the data provided at Tender Period and undertake any other investigations which he deems necessary. The design shall also take into account all loadings, the requirements of the overall schedule, the need for further investigations if necessary, and contract limitations with regard to ground movements and de-watering.

8) Geotechnical parameters

The Contractor shall derive the geotechnical parameters, including groundwater chemistry, necessary for lining design from the currently available geotechnical investigation results and the reports provided during tendering augmented, as deemed necessary, by the Contractor's additional investigations. The Contractor shall obtain an independent review of the data provided to assist in his evaluation. The geotechnical design parameters adopted and the method of analysis of the lining shall be to the consent of the Employer's Representative prior to commencement of the Technical Design.

9) Design life

The design life required shall be obtained by the use of durable materials, corrosion protection, resistance to or avoidance of wear etc. All underground works shall be designed to achieve the following minimum design lives with minimum or zero maintenance;

- Main structure resisting ground and groundwater loads: 100 years

10) Contractor shall design all necessary linings for tunnels and shafts including temporary linings. If any proprietary materials or components are proposed to be used the Contractor shall be responsible for demonstrating their fitness for purpose to the consent of the Employer's Representative.

11) Rings, segments and fixings

The Contractor shall determine the configuration of rings, segmentation and details of joints and fixings etc. to suit ground conditions, loadings, methods of construction and all functions in the completed Works as described herein. The design shall address aspects including the following, as appropriate;

a. Ring configurations may include;

- rings with parallel circle faces,
- tapered rings for specific curvatures,
- tapered rings designed to suit any required curvature, and
- matched or staggered joints.

b. Segment size and form including;

- ring length,
- segment arc length,
- joint details:
- plane radial or longitudinal joints
- non-plane joints,
- non-radial joints for key segments, and
- wedge segments.

c. Fixing details including :

- ring to ring fixings,
- segment to segment fixings,
- for fixing all equipment etc. to suit segment position, and
- handling and installation.

Designs shall allow for tolerances in production and installation of segments.

d. Other components;

- grout hole valves,
- gaskets, and
- bedding and packing materials.

e. Instrumentation and monitoring to demonstrate performance of the installed linings.

3.2 Loads

The loads for the Bored Tunnel Design as listed in the Design Standards for Railway Structures and Commentary (Shield Tunnel), 2002 shall be applied basically. Those loads shall be adjusted according to the Vietnamese Standards and local conditions as prescribed below.

1) The method of analysis shall consider in-situ ground stresses and shall provide evidence and/or measurements to the Employer's Representative in support of the parameters adopted in the design.

2) Analysis shall be undertaken of the additional ground loadings imposed by adjacent structures on the underground structures and due account taken of the additional stresses in the design of the underground structures.

3) Where the tunnels are adjacent to buildings and other structures, analysis shall be provided to ensure that no loss of support can occur which endangers the stability of the buildings and structures and that settlement will be in accordance with Section 28 of Volume 4-Outline Design Specifications.

4) All components of underground structures shall be proportioned to withstand the applied loads and forces as follows;

i. Dead load comprises the self-weight of the basic structure and secondary elements supported and the weight of earth cover. The depth of cover shall be the actual depth or a minimum of 3.0 meters. The maximum depth to tunnel axis shall be used.

ii. Traffic surcharge of a uniform 10 kPa shall be used for depths below 3.0 m when the alignment is below streets. At less than 3.0 m depth, the Contractor shall take into account wheel loads as agreed with the Employer's Representative.

iii. In addition above, load of XB80 specified in Vietnamese standard of 22 TCN 18-79 shall be considered.

iv. Loads from existing or known future adjacent structures above or within the area of influence that will remain in place above the tunnels, or any specified future loading. The applicable foundation load shall be computed based on the height and type of occupancy or use.

v. Additional support, ground treatment or additional lining thickening shall be provided unless it can be shown the adequate provision already exists.

vi. The observed maximum groundwater level ignoring pore pressure relief obtained by any seepage into the tunnel shall be considered.

vii. Loads and load changes due to known construction activity in the vicinity of the tunnel, such as the excavation of underpasses, basements, pile groups, bridges, diaphragm walls and cable ground anchors.

viii. The design of the tunnel linings shall take into account the proximity of the tunnels one to another, the sequence and timing of construction and the proximity of adjacent structures and utility services.

ix. The station entrances, ventilation shafts and above-ground buildings shall be designed to provide against the high water level of 0.3m above 100 year Flood level.

3.3 Flotation

1) The Contractor shall check the bored tunnels for the possibility of flotation due to differential water pressure and shall design the structure such that adequate factors of safety against flotation are provided as set out below.

2) Suitable measures to counteract flotation forces shall be incorporated in the Contractor's design. The measure(s) chosen shall suit the particular conditions and method of construction and may include increasing the dead weight of the structure by;

- thickening of structural members,
- providing an extra thickness of first stage invert concrete

It will not normally be acceptable to modify the vertical alignment of the tunnels solely to counteract the flotation forces.

3) The Contractor shall ensure that his method and sequence of construction is such that an adequate resistance to uplift is maintained at all times.

4) All tunnel designs shall be checked against flotation in accordance with the methods specified above. Wherever these checks indicate a critical case the Contractor, at his option, may carry out a more rigorous

analysis according to the Design Standards for Railway Structures and Commentary (Shield Tunnel), 2002, RTRI. Such analysis shall clearly show the safety factor achieved by the design and shall be to the consent of the Employer's Representative.

3.4 Stability against Ground Heave

The Contractor shall check the stability of the completed tunnel lining against ground heave under the structure.

3.5 Compressed Air

Where the Contractor plans to employ compressed air working all necessary bulkheads and other provisions in the Work shall be designed to have no adverse effects on the integrity and design life of the Permanent Works, including water tightness.

3.6 Tunnel Lining

1) The permanent tunnel linings shall be composed of bolted segmental precast concrete.

2) Alternative types of lining may be proposed subject to the consent of the Employer's Representative.

3) The Contractor shall take into account, inter alia, the following when considering the design of lining;

a. The internal diameter shall take account of the need to accommodate the Construction Gauge, and the track bed arrangement to be provided by the Package-3 Contractor for trackworks.

b. Due allowance for relative movement between tunnels and cut and cover structure in accordance with Clause 35.1.7 of Volume 4-Outline Design Specifications.

c. The Contractor shall provide a track invert drain and bottom floor slab (invert concrete, Stage 1) up to 530 mm below final rail level and any necessary box-outs to accommodate the requirement of the trackwork and others. The first trackbed concrete shall be to a tolerance of + 0 mm - 30 mm and will be unformed concrete finish completed by rough trowelling. The Package-3 Contractor for trackworks will be responsible for a second trackbed concrete and track fixation.

d. The stiffness of the lining shall be sufficient to limit the maximum allowable deflection to 1% of the outside lining diameter. The distortional loads adopted shall also take account of the speed of reloading of the horizontal and vertical ground pressure and in the case of the shallow tunnels, the ability of the ground above the tunnel to generate sufficient passive resistance to maintain stability of the lining.

e. Stresses induced by grouting.

f. All blind holes and other fixings necessary for the installation of internal construction, brackets and equipment, whether under this Contract or the M and E Contract, such holes or fixings shall be detailed such that they have no adverse effect on the integrity, watertightness or design life of the linings.

4) Segmental Linings

The design of linings shall conform to the Design Standards for Railway Structures and Commentary (Shield Tunnel), 2002, RTRI.

The details of the design and production of the segmental concrete lining shall conform to the prescriptions in Appendix 1: Details of Segmental Lining of this Outline Design Specifications.

5) Alternative Construction Methods

Alternative construction methods may involve temporary support followed by permanent secondary lining. The Contractor shall submit to the Employer's Representative, for consent, full details of his proposed method of construction including specification of the proposed permanent lining including formwork details and surface finish.

6) The Contractor's Quality Plan shall, inter alia, describe all aspects of concrete construction including, measuring, mixing, delivery, placing, compaction, form stripping, position tolerances, concrete sampling and testing procedures.

7) The size and sequence of pours and the sequence of erection and in situ connection of precast units other than tunnel lining segments shall be agreed with the Employer's Representative prior to commencement of the section of the Works.

8) Primary support shall be;

a. designed to minimize ground movements and provide a safe working environment for its required life,

b. must suit the anticipated and actual ground conditions and be agreed before use by the Employer's Representative, and

c. accompanied by monitoring, as consented to by the Employer's Representative, to verify that actual performance is as expected.

9) Permanent secondary support shall:

a. comply with the requirements for permanent lining as given in section 3.6,

b. comply with the waterproofing requirements contained in 3.7,

c. include measures to ensure that all voids outside the in situ concrete are grouted,

d. comply with the general build tolerances, and

e. be formed as a series of straight chords provided the minimum thickness is maintained and that the finished inside surface does not deviate inside the theoretical design location.

3.7 Waterproofing

1) During the construction in water bearing ground, the water shall be controlled by chemical consolidation, ground freezing, compressed air or other means. The Contractor shall obtain the Employer's Representative's prior agreement to the process he intends to adopt. Pumping of large quantities of water such that the piezometric pressure in the vicinity is altered will not be permitted.

2) A high standard of waterproofing of the tunnel lining shall be provided. Groundwater leakage rates shall not exceed 0.125 liter/(m2.day) of linear length. For any 10 meter length of tunnel, the water ingress rate shall not exceed 0.25 liter/(m2.day)

3) Notwithstanding the above limits on groundwater leakage rates, the design shall aim to ensure that no loss of ground occurs through any part of the completed structure. All grouting holes shall be fitted with non-return valves.

3.8 Temporary Access or Retrieval Shafts

1) The principal method of access for erection, launching and retrieval of tunnelling machines is expected to be within the ends of station box structures. If provision cannot be made in the structural design of the station works or the construction programme, the Contractor shall design alternative temporary access shafts outside of the permanent wall of the station, and be responsible for obtaining all appropriate approvals from the relevant authorities and the Employer's Representative's consent prior to commencement of the Works.

2) Temporary access provisions within the station box or outside of the permanent wall of the station shall be designed and constructed to ensure the integrity of the Temporary Works and permanent structure at all stages of the Work and the watertightness of the completed station and tunnels.

3) The scope of work shall include, inter alia, the followings:

a. Any additional site investigation considered necessary by the Contractor to design and execute the Work.

b. Topographic, utility and building condition survey.

c. Analysis of potential ground movement effects and the design of measures to control such effects.

d. Structural design of the shaft to meet the requirements in the Specification for cut and cover design.

4) The Contractor shall ensure the compatibility of permanent and temporary works designs and construction schedules and that construction interfaces are resolved.

5) Temporary access shafts shall be backfilled with concrete or other consented material in accordance with the Outline Construction Specifications. Temporary Works shall be removed to 2m below original ground surface level, unless otherwise instructed, prior to reinstatement works.

6) Design and construction of temporary access shaft

a. It is drawn to the Contractor's attention that the design and construction of temporary access shafts in conjunction with the Permanent Works may be necessary. The design shall aim to minimize long term traffic disruption at this location.

b. The size, layout and period of occupation of road space at this access shaft shall be included in the Contractor's submissions for consent.

3.9 Schedule

The Contractor shall submit a comprehensive schedule of tests for the consent of the Employer's Representative to establish the quality and performance of all elements of the tunnel lining, including;

- segment materials,
- permeability,
- production tolerances,

- joint performance and load capacity including effect of joint misalignment and birds-mouthing with aligned and misaligned joints.
- performance of joint bedding/packing materials,
- lateral bending tests to demonstrate resistance to jacking forces,
- sealing strips performance with aligned/misaligned joints,
- self-sealing grout hole (if there is), and
- capacity of all fixings.

3.10 Limit State Design Method

1) Safety factors to be applied for designing segmental linings by Limit State Design Method

Table 1 Nominal standard for material factor

Limit state	Material factor						
	Concrete		Reinforcement bar	Steel materials		Spheroidal graphite cast iron	Bolt
	Segment	Cast-in-Place		Main girder, Longitudinal rib	Skin plate		
Ultimate limit state	1.2	1.3	1.0	1.05	1.0	1.1	1.05
Serviceability limit state	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Table 2 Nominal standard for member factor (Concrete segment)

Limit state	Member factor					
	Main part			Segment joint	Ring joint	Hanging metal fittings
	Bending	Compression	Shear			
Ultimate limit state	1.1	1.3	1.3	1.1	1.15	1.3
Serviceability limit state	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Table 3 Nominal standard for load factor

Limit state	Earth pressure		Coefficient of lateral earth pressure	Water pressure	Soil reaction coefficient	Dead weight	Surcharge	Others
	Loosening pressure	Full overburden pressure						
Ultimate limit state	1.30	1.05	0.9	0.9	0.9	1.0	1.1	1.0
Serviceability limit state	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Table 4 Nominal standard for structural analysis factor

Limit state	Structure analysis factor
Ultimate limit state	1.1
Serviceability limit state	1.0

Table 5 Nominal standard for structure factor

Limit state	Structure factor
Ultimate limit state	1.3
Serviceability limit state	1.0

4. SURVEY

1) Prior to the commencement of excavation work, the Contractor shall establish the surveying system for tunnelling including coordination and elevation at the ground level. The Contractor shall develop the surveying system as mentioned above to the tunnel level during the excavation.

2) The TBM shall be accurately aligned in the designed centre line, while thrust jacks are applied properly depending on ground condition to maintain ground stability.

3) The tunnel centreline defining the vertical and horizontal alignments of the TBM allowable tolerance is shown in Precast Concrete Lining Tolerances section 11.7.

4) The method of introduction of the centerline and the bench mark in to the shaft or tunnel inside shall be thoroughly studied and mentioned in the surveying system and shall be performed with special care.

5) A control point shall be installed firmly to prevent movement or loss during tunnelling at a location, where it is not influenced by the thrust force.

6) The interval between survey points shall be less than 50m. Survey points shall be measured with a proper method and frequency according to the advancement of the TBM tunnelling.

5. DIVERSION AND PROTECTION OF EXISTING UTILITIES AND ROADS

The Contractor shall divert or protect the existing utilities such as electricity, water, telephone, etc. and roads prior to the commencement of the Works based on the diversion/protection plan consented-to by the relevant authorities and Employer's Representative.

6. MONITORING

Monitoring is subdivided into followings, 1) environmental monitoring, 2) monitoring for protection of existing structures, and 3) monitoring for safety construction. Outline of each monitoring is described as below.

6.1 Environmental Monitoring

The Contractor shall take over the data on environmental monitoring from the Employer's Representative, and shall continue the environmental monitoring.

The Contractor shall newly install the required monitoring equipment for the environmental monitoring prior to the commencement of the Works and start the monitoring based on the consented-to Environmental Monitoring Plan.

6.2 Monitoring for Protection of Existing Structures

The Contractor shall install the required monitoring equipment for the monitoring of ground movement at ground level prior to the commencement of protection works for the existing structures, and start the monitoring based on the consented-to monitoring plan. Details are described in Clause 28 of Volume 4 - Outline Design Specifications.

6.3 Monitoring for Safety Construction

1) The Contractor shall install the required monitoring equipment for the safety construction before and during the construction, and start the monitoring based on the consented monitoring plan. Details are described in Clause 28 of Volume 4 - Outline Design Specifications.

2) During the advancing of TBM, the Contractor shall monitor and record continuously TBM location and alignment and all essential operation parameters, especially such as may affect ground movements and settlements, including at least the following:

a. face pressure (all gauges);
b. pressure in the tail void backfill grout, and volume of backfill grout injected;
c. volume of material excavated;
d. operational data of excavator, including torque and revolutions per minute (RPM);
e. the length and chainage of each of above;
f. operational data for muck removal system, such as torque and RPM for a screw
g. conveyor, or equivalent data for a EPB system;

h. thrust applied to the propulsion jacks;

i. time and duration of every stoppage of the TBM, with a description of the reason for the stoppage, including records of changes of cutters and other maintenance;

j. positions of cutters changed;

k. TBM stoppage records, broken down to include explanations of the stoppage in ten-minute maximum time intervals;

l. time of stop and start on the TBM clock for each tunnel lining ring placement;

m. survey control data, including actual location of each lining ring relative to its theoretical required location;

n. type of ground encountered, and

o. any unusual or extraordinary events and other data that may be required for a complete understanding of the progress of tunnelling.

The progress of the TBM shall be recorded in such detail that the Contractor may monitor may appreciate all of the factors that control, reduce or enhance the daily, weekly and monthly advance rates. As a minimum, the TBM stoppage records shall be broken down (ten-minute intervals) along with the TBM clock time, into the following categories and sub categories.

a. TBM general maintenance:

i. cutter head check,

ii. lubricant oil system,

iii. hydraulic system,

iv. cutter head motors,

v. electrical system,

vi. screw conveyor,

vii. cutter change,

viii. grout pump.

b. Backup system:

i. power supply,

ii. air/water/electric extensions,

iii. ventilation system,

iv. car pass,

v. trailing conveyor,

vi. train delay,

vii. shaft delays (crane; conveyors, shaft muck handling equipment),

viii. laying rails,

ix. derailments,

x. clearance through curves,

xi. cooling system.

c. Ground conditions:

i. probing,

ii. installation of rock supports,

iii. grouting,

iv. changes in operation modes (e.g. non-pressurised face to pressurised face),

v. other ground treatment from within the tunnel.

vi. Other:

vii. thrust cylinder re-stroke,

viii. survey, etc.

The final format of the breakdown categories and sub-categories shall be provided to the Employer. Monitoring and recording shall take place continuously. The data shall be available at any time through a computer download to the Contractor's Site office. All automatically recorded data, as well as any manually recorded data, including all TBM stoppage and sub-category breakdowns, shall be entered into a database. The data base and the required software shall be made available to the Employer on an on-demand basis.

7. PROTECTION WORKS FOR EXISTING STRUCTURES

The Contractor shall execute the protection works for the existing structures, in such a way that the effects of ground movement are kept within the specified limits, prior to the commencement of excavation based on the consented protection plan in accordance with Clause 28 of the Outline Design Specifications.

The measures for protection works might include;

a. special tunnelling methods to reduce ground loss;

b. protection measures such as;

i. underpinning

ii. ground improvement

iii. compensation grouting

iv. structural jacking

v. structural strengthening

vi. curtain walling

8. EXCAVATION

8.1 General

1) Except where otherwise specified in this Section, all excavations in tunnels, shafts and junctions shall also comply with the requirements of Section 2 - Earthworks, and shall conform to the dimensions shown on the consented-to Drawings.

2) Prior to commencing excavation for Temporary or Permanent Works, the Contractor shall prepare appropriate designs, drawings and method statements relating to his proposed methods of working. Such methods shall ensure that there is no damage to or deterioration of the final surfaces of the excavations and ensure that surface settlement and distortion to underground structures are kept to acceptable limits.

3) No pedestrian access along the tunnel trackway shall be permitted while haulage operations are in progress. Segregated pedestrian access shall be provided where appropriate.

4) The exhaust systems of any internal combustion vehicles used underground shall be fitted with air cleaning equipment.

5) The safety and security of all excavations, either surface or underground, shall, at all times during the construction, be the responsibility of the Contractor. The Contractor shall implement such measures, including supporting, stanching, dewatering and consolidation, as may be necessary to fulfil this obligation.

6) The design of Temporary Works and ground supports, particularly those for locations under rivers, railways and highways should be verified as required under the Contractor's Quality Plan.

7) All inclined tunnel drives shall have runaway vehicle protection.

8.2 Break-outs for Openings, Junctions and Similar Structures

The methods used for the excavation of break-outs shall be appropriate to their size and prevailing ground conditions. Working Drawings of ground support, propping and strutting and other aspects of construction shall be prepared and submitted to the Employer's Representative together with the construction procedures prior to commencement of the Work. Particular care shall be taken to avoid damage to the structures from which breaking out is taking place.

8.3 Excavation with Care

1) All necessary precautions shall be taken in order to prevent softening or deterioration of excavation surfaces through exposure.

2) Where necessary to ensure the safety and security of the Works, excavation for underground works shall be continuous by day and night. The Contractor's procedures may allow intermissions at weekends and on general holidays, providing the Works are safe and are inspected by the Contractor at appropriate intervals.

3) Where open faced tunnelling is to be carried out, the Contractor shall provide adequate means to support the face in an emergency. The support system shall be maintained in good order at all times and if not part of the tunnelling shield it shall be stored as close to the face as is practicable. A detailed drawing of the support system shall be available close to the tunnel face for reference.

4) Where the excavation is to be discontinued for any period of time the face must be supported in such a manner that ground movement is prevented.

In general, the Contractor shall at all times carry out excavation such that the minimum of ground movement is allowed to take place.

8.4 Control of Excavation

1) Excavation shall be carried out in a uniform controlled manner.

2) Overcutting shall be kept to a minimum practicable consistent with the need to maintain the least necessary clearance around the tunnel boring machine.

8.5 Over-break

Should the excavation extend beyond the excavation lines shown on the consented-to Drawings such excess excavation shall be filled as necessary with cement grout, concrete, shotcrete or other durable material as quickly as practicable to minimize the ground movement.

8.6 Earlier Investigation Holes

1) Attention is drawn to the likelihood of intercepting earlier investigation holes during the tunnel drives. The holes may or may not have been effectively sealed and present sources of ingress of water and the like where they emerge in tunnels. All practical steps necessary shall be taken to identify and seal or plug any voids found in earlier investigation before erecting tunnel linings.

2) Locations of boreholes carried out by the Employer are given in the Geotechnical Investigation Report. Information from earlier boreholes, carried out by others, is indicated on drawings included in Information Provided.

8.7 Probing

1) When in open face excavation, areas of ground treatment, changes in geology and where the mode of excavation is changing, the Contractor shall probe ahead of the face to investigate and prove the ground to be encountered and to search for water sources. Excavation of the face shall not proceed without such probing. Probing shall be carried out in the presence of a qualified Geotechnical Engineer.

2) The Contractor shall prepare a plan for the probing operation, including a method statement and information on length of probes, frequency, method and equipment to be used. When probing is to be carried out, the Contractor shall provide 24 hours advance notice in case the Employer's Representative wishes to monitor the operation.

3) The Contractor shall supply to the Employer's Representative a detailed record of the ground recorded from the probing holes, a copy of which shall also be kept at the face. The records shall include the following:

a. the location, orientation and drilled length of each probe hole;
b. a plot of the rate of drill penetration against drilled length;
c. the location, nature and quantity of any water inflows;
d. the location and extent of any changes in strata.

4) The number of probe holes, location and orientation and their distance ahead of the face and outside the extrados of the tunnel shall be governed by the type of ground anticipated and the excavation method.

5) Probing shall be repeated and overlapped such that at all times two probe holes are ahead of the face by a suitable distance. This distance will preferably be at the maximum weekly tunnel advance, but not less than 20m.

6) Probe holes shall be at least 50mm in diameter and a minimum of two in the upper part of the face shall be raked such that at their extremity, they shall protrude outside the extrados of the tunnel by at least one tunnel diameter.

7) The probe holes shall be grouted with cement grout, generally to a pressure of 7 bars but dependent upon overburden, using appropriate grout mixes and grouting methods.

8) Grout pressures and flows shall be controlled to avoid exceeding overburden pressure or causing unacceptable heave or other damage to nearby utilities or property.

9) In the vicinity of a geological interface the Contractor shall propose and carry out additional probing to accurately determine its location and nature.

8.8 Dealing with Water

In water bearing ground, water ingress into the Works shall be controlled by chemical consolidation, ground freezing, compressed air, or other means subject to the consent of the Employer's Representative.

8.9 Excavation Close to Completed Tunnel Works

The Contractor shall ensure in his proposed method of work that any loading that may be applied to already complete tunnel linings can be safely sustained. In his method statement and Quality Plan, the Contractor shall give full details of his proposed construction methods and of temporary propping to withstand the construction loads to be expected, and any other temporary measures required.

9. TUNNELING BY TUNNEL BORING MACHINE (SHIELD MACHINE)

9.1 Transportation and Assembly

1) Assembly at the factory

The Contractor shall confirm the manufacture specifications and performance of the machine prior to the assembling at the tunnelling site.

2) Transportation

Prior to the transportation, in determining the type of packing and weights, the Contractor shall investigate the transportation route from the factory to the tunnelling site.

3) Assembly at the site

The machine shall be assembled so that the predetermined specifications and performances are ensured.

9.2 Initial Drive

During the initial drive, the Contractor shall collect and analyse the data of thrust, cutter torque, machine properties for direction control, ground movement, etc., to determine the full-scale operation method i.e., direction control of machine, pressure for cutting face, quantity and pressure of grouting etc.

9.3 Main Drive

Main drive shall be executed with appropriate controlling method of TBM (Shield machine) based on the data and analysis results obtained during the initial drive stage.

During excavation, the shield machine shall be controlled exactly to drive along the determined alignment by properly operating hydraulic jacks according to the conditions of the ground and ensuring its stability.

9.4 Demolished Materials

The demolished materials of the TBM (Shield machine) except for those necessary to maintain the strength of the remaining members shall be at the Contractor’s disposal.

The demolished steel structure used for launching and receiving of TBM (Shield machine) shall be at the Contractor's disposal.

10. SEGMENTAL TUNNEL LININGS

10.1 Design

The segments shall be designed to ensure that the full design life is achieved. In the case of precast concrete linings, special care shall be taken to ensure that corrosion of reinforcement or other cast in metal components does not affect the durability of the segments. Notwithstanding the requirements of Section 35 of the Outline Design Specifications of HCMC Urban Railway Construction Project Contract Package 1b: Civil, the Design shall assume that the tunnel waterproofing measures will not be completely effective and therefore allowance shall be made for the effect of groundwater on any face of a segment.

10.2 Installation

1) As soon as excavation is completed, segmental lining shall be constructed by building 5 segments plus 1 key element into a ring, so that further excavation can be commenced promptly.

2) When assembling segmental lining, only the required jack for installing one segment shall be retracted.

3) Segment shall be assembled carefully to prevent joint offset and to keep foreign material away from segment joints. Segment joints shall be securely contacted with each other. K-type segment shall be installed correctly by using fine movement of the erector to keep from damaging other segments.

4) Since the thrust force transfers to the far back from the heading, segment bolt shall be re-tightened at the point where the thrust force does not affect.

5) Should there occur any cracks during TBM advances on the rings, epoxy, micro cement injection or equivalent –whichever is appropriate – will be utilized for repair.

10.3 Trial Assembly

There shall be a trial assembly, before commencement of the bulk manufacture, of three rings bolted together on a horizontal plane platform to demonstrate compliance with this Specification of rings of each material and diameter. The rings shall be built one above the other with the cross joints offset by half a segment as appropriate except for expanded linings. The fully bolted bottom ring shall be bolted to the platform or otherwise secured in position and shall be retained as a master ring until the completion of tunnel construction. From time to time, as may be required, segments shall be built to form two rings on the master ring to ensure that tolerances and interchangeability of the segments are maintained. Adequate notice of the trial assembly shall be given to the Employer's Representative to enable him to arrange inspection of the assembly.

10.4 Marking of Tunnel Segments

1) All tunnel segments delivered to the Site shall bear the indelible marks described in (c) below. Any segment which is delivered to the Site and upon which the markings cannot be read for whatever reason, shall not be used in the Works.

2) The markings must in no way compromise any requirement of this Specification, i.e.: cover to reinforcement or waterproofing.

3) The following minimum information shall be included on the marking:

a. Internal diameter

b. Type of segment:

A: ordinary
B: top (the B shall be put near the key end of the K segment)
K: key (the K shall be installed in longitudinal direction)
T: taper
R: adjust
For special or tapered rings each segment type shall be marked at each end to ensure the segments shall be built in the correct sequence and orientation.

c. Mark of the Manufacturer

d. Date of Casting and Mark with figures not less than 50 mm high identifying the casting with the appropriate sample

e. A client identifying code and any other information the Employer's Representative may require.

10.5 Transportation and Storage of Segments

Segments shall be transported face up with timber spacers. When stored on site, segments shall be stacked on edge, on a prepared level base with timber packing as necessary. Segments shall be marked to permit easy identification of the different types.

10.6 Joints

The faces of joints shall be cleaned before bolting segments together. Bolts shall be tightened at the time of erection of each ring. For a shield drive, the circle bolts shall be retightened prior to release of the shoving force.

10.7 Rolled Rings

Rings may be rolled to facilitate the construction of openings, and may also be rolled to facilitate maintenance of the plane of the rings. Tapered rings shall be rolled as appropriate to achieve the specified alignments and gradients of the tunnels.

10.8 Bolts

The length of each bolt shall allow for two washers and two grommets and for all adjustments required in the alignment of the shafts and tunnels. When fitted in position, the bolt threads shall be exposed for at least 3 mm clear of the nut.

Bolt joint for bolt joint type segments shall be securely tightened by the prescribed torque and without damaging segments.

10.9 Plane

1) Errors in the plane of a ring should be kept to a minimum. When they occur, the plane of the ring shall be adjusted by packing of maximum practicable continuous lengths of resilient, durable consented-to material. Packing in a single joint shall not exceed 6 mm for concrete lining.

2) The packings, if used, shall be supplied in various thicknesses, as required, but not less than 2mm, and when in place, shall be clear of the sealing strip.

3) In tunnel drives which utilize all tapered rings, packing shall not exceed 3mm per circle joint.

10.10 Sealing Strips

1) The design shall incorporate sealing strips in the segment design. Materials for sealing strips shall be hydrophilic and shall be installed at both sides (inner and outer side) of the segment to provide a seal against ingress of ground water. The Contractor shall supply test certificates or other information demonstrating this capability as part of the Design submission.

2) The material shall be made of chloroprene water-swelling rubber or equivalent. It shall be able to withstand the long term stresses and strains without detriment to the specified performance.

3) Chosen hydrophilic seal properties are given as below:

Initial opening δ = 3 mm
Off-set Δ = 5 mm

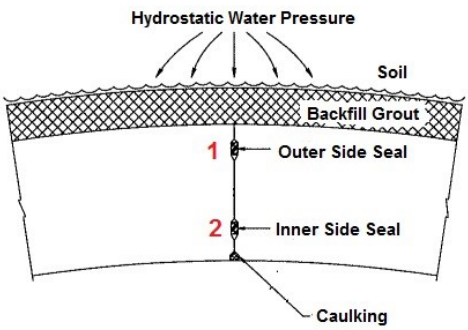


Figure 6 Sealing Strips

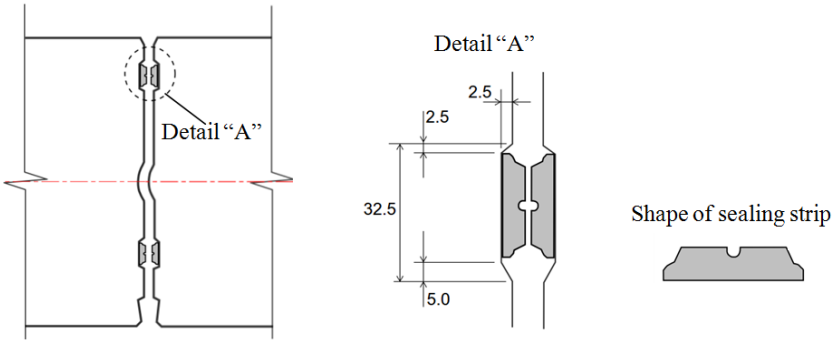


Figure 7 Typical Details of Sealing Strips

4) Examination of water sealing capability

Strips must be capable of withstanding the anticipated water pressure when in use in the tunnel. Strips shall be designed to resist a working water pressure Pw=0.30MPa (= 300kN/m2).

5) Examination of sealing capability against gap between segments

It is recommended that sealing strip must contact each other lightly or more (it must be compressed each other).

6) Examination of influence to segment assembling

Sealing strip is stipulated as follows to avoid any influence to the accuracy of segment assembling:

Cross section area of sealing strip $(V_3) \times 2/(Cross\ section\ area\ of\ groove\ (V_1)) \leq 1$

7) Examination of water sealing capability against off-set

Effective width of sealing strip shall be kept to maintain water sealing capability against off-set caused by bolt clearance and etc.

8) The gasket cross-section shall be dimensioned to suit the groove as detailed for the mating surfaces of the segmental tunnel linings. Manufacturing tolerances shall be ± 1 mm for width and ± 0.5 mm for thickness. **See Table 8.**

Table 8 Gasket Groove at Precast Concrete Segment Tolerances

	Tolerance (mm)
Gasket groove (width)	+ 1 / - 1
Gasket groove (depth)	+ 0.5 / - 0.5
Gasket groove (position)	+ 1 / - 1

9) Gaskets shall be manufactured from extruded solid sections with appropriate spaces within the section to enable the gasket to be fully compressible within the groove formed in the segments. The gasket shall still be capable of further compression when its top surface is level with the top of the grove.

10) The extruded section shall be joined to form a rectangular gasket that is a stretch fit into the groves of the segments. The corner joint shall be shot moulded and the corner pieces shall be of a different section from the extruded lengths in order that the water tightness characteristics described in this specification may be achieved and to avoid excessive load on the corners of the segments.

11) Gaskets shall be fixed into the groove cast in the segmental tunnel linings prior to erection. The adhesive shall be as recommended by the manufacturer of the gasket.

12) Test certification or other information shall be provided as evidence of the capacity of the gaskets.

13) Immediately prior to the erection of a gazetted segment, the gasket shall be checked for cleanliness and position. The gasket shall be lubricated as recommended by the gasket manufacturer.

10.11 Caulking Grooves

Caulking grooves shall be formed in segments in accordance with the design and this Specification to ensure that caulking to circle joints and radial joints may be made effectively continuous, the depth of caulked material in the joints being not less than 25 mm.

Prior to caulking, all joints shall be inspected and thoroughly cleaned out as necessary. Any packing, grout or other foreign material projecting into the caulking space shall be cut out by an appropriate method.

Immediately prior to caulking, the joints shall be blown out with a compressed air jet as necessary to eject any loose debris or water.

10.12 Grout Valves

Grouting shall be carried out to provide the earliest practicable support of the ground by each new ring of lining. For lining built behind a tunnelling machine continuous grouting may be carried out via pipes at the tailskin of the machine during each advance of the machine.

For linings built behind tunnelling machines, having a pressurized face system, grout holes shall incorporate one-way valves to prevent ground and water loss during the grouting operation.

10.13 As-built Tolerances

In general the as-built segmentally lined shaft or tunnel shall conform to the tolerances noted below. The Contractor may propose alternative tolerances as part of his design submission.

1) The as-built position of the internal profile of segmentally lined tunnels shall not depart from their design position by more than 75 mm.

2) The internal profile of any ring of shield-driven tunnels shall not deviate from the true circle by more than ±25 mm. That is, any internal diameter of the as-built ring shall not differ from the design internal diameter by more than ±50 mm.

3) The plane of the leading face of each ring, including a taper ring, shall not depart at any point from the plane surface by more than ±6 mm.

4) Steps between abutting segments shall not be greater than ±5 mm.

5) The roll of adjacent circle joint bolt holes shall not be greater than ±5 mm; the maximum total allowable bolt hole roll of any ring is ±40 mm from the design position.

10.14 Non-Compliance with Tolerances

Where any part of the lining does not comply with the specified tolerances the Contractor shall submit to Employer's Representative for consent, proposals for remedial or other measures to correct the defect or negate its effects as appropriate.

10.15 Damaged Segments

Any segments which are damaged or defective shall be indelibly marked and removed from the Site and replaced by the Contractor. Such damaged or defective segments shall be destroyed. No damaged or defective segments shall be used in the Works.

Rings which have been built and shoved and are subsequently damaged may have to be removed and rebuilt.

11. PRECAST CONCRETE LININGS

11.1 General

The Contractor shall supply, for the Employer's Representative's consent, details of the segments including mix design, grading and source of aggregate, method of compaction, curing period and methods, moulds and fixing of reinforcement and grout pipe assemblies together with details of any tests or other data which may be relevant.

The concrete shall comply with Section 5 of Volume 5 - Outline Construction Specifications and with requirements of the Volume 4 - Outline Design Specification.

11.2 Materials

1) The requirements of Section 5 of Volume 5 - Outline Construction Specifications shall apply to this section except that where the manufacturer can satisfy the Contractor and Employer's Representative that the required works cube strength has been consistently attained and that the provisions of this Specification are complied with, the trial mixes and associated tests may be waived at the discretion of the Employer's Representative.

2) Concrete shall meet the following criteria:
The grade of concrete shall be at least 48 N/mm^2.
Concrete mean value of the tensile strength: f_{ctm} = 2.14 N/mm^2
Value of secant modulus of elasticity: E_c = 39 kN/mm^2
The water-cement ratio shall be less than 0.35.
The minimum cement content shall be 275 kg/m^3.

3) The requirements of Section 5 of Volume 5 - Outline Construction Specifications shall apply to any reinforcement included in segments for the permanent works to resist handling stresses. Reinforcement should meet the following criteria:

Characteristic strength, f_y = 390 N/mm^2 for general parts.

Modulus of elasticity, E_s=210 kN/mm^2

4) The Contractor shall obtain the Employer’s Representative's consent to all admixtures, release agents or curing components used before production begins.

5) The Contractor shall submit his details of the proposed mix including, if appropriate, proposed cement replacements. Test mixes will be required prior to production work commencing. Samples shall be tested at 28 and 56 days for porosity, density and impermeability to water. Permeability tests shall be carried out in accordance with any of the methods detailed in Standard Specifications for Concrete Structures - 2002, Construction, JSCE or equivalent standard. The coefficient of permeability obtained from such tests shall be a maximum 1 x 10^{-12} m/s. The concrete shall also have a gas permeability value not greater than 5 x 10^{-8} m/s.

11.3 Connections

1) The connections between segments, both radial and circumferential, may be either bolted or of a consented-to manufacturers' patented system.

2) Details of the manufacturers' alternative fixing method shall be submitted to the Employer's Representative for his consent prior to the commencement of manufacture.

3) The fixings shall not impair the durability of the lining.

4) Joint box shall have sufficient durability for corrosion. The Contractor shall submit the protection method and material to the Employer’s Representative for his consent prior to the commencement of construction works.

11.4 Molds

1) The Contractor shall submit drawings and details of the moulds he proposes to use, and details of working methods he intends to adopt for their manufacture, use etc. for consent.

2) The Employer's Representative shall give consent subject to satisfactory prototypes being produced and sample segments being cast. Once a standard has been agreed, a sample of this shall be kept unused, suitably protected for reference purposes.

3) Moulds shall not be of a material which may warp through exposure. The Contractor shall ensure that the moulds are protected such that there is no detrimental effect on the casting due to changes in temperature.

11.5 Concreting

Before placing concrete the moulds shall be inspected for cleanliness. Any build-up of mould release oil shall be removed prior to placing the reinforcement. The concrete shall be placed directly into the moulds and as quickly as possible after mixing. It shall be compacted in such a manner as to produce concrete which shall be dense, homogeneous and free from voids. All surfaces shall be sound and free from honeycombing, blowholes and excrescence. No repair of defective segments will be permitted.

11.6 Grout Holes

If grout holes are provided on the segments based on the grouting method chosen, holes to be minimum 50 mm diameter and fitted with a coarse thread to take a grout plug which shall be manufactured from a suitably durable material and be capable of tightening with a spanner. If a manufacturer's proprietary system is proposed, use shall be subject to the Employer's Representative's consent.

11.7 Tolerances

The dimensions of precast concrete segments shall comply with Clause 10.3, Design Standards for Railway Structures and Commentary (Shield Tunnel), 2002 as shown in **table 7.**

Table 9 Allowed Dimensional Range (unit: mm)

Item / Type		Concrete segment			Ductile cast iron segment			Steel segment		
Segment thickness		+5.0 -1.0*			+5.0 -1.0*			±1.5		
Segment width		±1.0			±0.5			±1.5		
Outer arch length		±1.0			±0.5			±1.5		
Pitch of bolt hole		±1.0			±0.5			±1.0		
Thickness of every part		-1.0			-1.0			-		
Roundness of segmental ring erected horizontally	Diameter of segment (m)	D< 6	6<= D< 8	8<= D	D< 6	6<= D< 8	8<= D	D< 6	6<= D< 8	8<= D
	Diameter of bolt arrangement line	±10	±10	±15	±7	±8	±12	±10	±10	±15
	Diameter of outer arch	±10	±15	±20	±10	±15	±20	±10	±15	±20

* In case the lack of height is local

11.8 Joints

The meeting faces of the bolted segments shall be cast such that when a complete ring is bolted together, the ring is circular and with all faces of the longitudinal radial joints meeting. The circle joint faces shall provide a plane surface for adjoining rings. Key-Lock may be adopted between ring joints. For related details, design drawings shall be referred.

11.9 Casting and Curing

The Contractor shall comply with the requirements of Section 5 of this Specification for casting and curing of precast concrete segments. After removal of form, segment shall be under water curing for not less than one week, followed by air curing. Special attention shall be paid to temperature change and dry during air curing.

11.10 Concrete Cover

Cover spacers shall be plastic or a consented-to equivalent. Cover shall be determined to provide the required durability in the prevailing ground conditions, but shall not be less than required by the Outline Design Specifications:

a. Concrete cover (distance to closest rebar) to extrados, internal faces and side faces of bolted segments: c = 40 mm

11.11 De-Molding

The segments shall not be de-molded until the concrete has achieved not less than 15 N/mm^2. Segments shall not be transported to site or built into the Works until they have achieved the 28 day compressive cube characteristic strength.

11.12 Handling and Stacking

1) At the time of handling and stacking, segments shall have attained the strength required to avoid being damaged or overstressed. Spacers shall be used between stacked segments but the spacers shall not be cast into the segments and shall be easily detachable. Segments shall be carefully stacked on edge in a stable manner.

2) Segment shall not be shipped before four weeks from casting of concrete.

3) Special care and protection has to be treated to avoid damage or defective while segment handling. Any segments that are damaged shall be indelibly marked and removed from the Site and destroyed.

11.13 Caulking

Caulking material for precast concrete segments shall be an epoxy resin, Thiokol, and urea resin or equivalent consented-to the Employer’s Representative. The material shall be applied to clean joints in accordance with the manufacturer's instructions.

11.14 Tests on Reinforced Concrete Segments

1) Compressive strength tests shall be executed on test pieces from;

a. over two batches in total concrete casted per day, or

b. one batch in three segmental rings. Three test pieces shall be prepared from each batch.

2) If the probability of the experimental compressive strength falling below the design strength exceeds 5 %, the segments made of the concrete shall not be used.

3) The measurement gauge and mold shall undergo the Employer's representative's check prior to the commencement of manufacturing.

4) The inspections of reinforcement assembly, concrete casting, external finishing and measurements shall be conducted on all segments.

5) For the performance tests in the T**able 10**, the Contractor shall choose the test pieces in the presence of the Employer's Representatives and confirm whether they have the required strengths.

Table 10 Performance test methods

Type of Segment	Test Method
A	Segment Bending Test (Destructive Test) Joint Bending Test (Destructive Test) Gripper Pulling Test (Design Load) Thrust Test (Design Load)
B and K	Joint Bending Test: B-K-B (Destructive Test)

12. ALTERNATIVE TUNNEL LINING

If the Contractor has proposed in his tender to use an alternative form of tunnel lining he shall submit for consent comprehensive details of his proposals. Such proposals shall include details of materials, method statement, specification and design sufficient to demonstrate compliance with the design requirements.

If such proposals, or any modifications to them which may be submitted, cannot be consented to, the Contractor shall adopt the lining types and methods specified herein as appropriate to the Works.

13. GROUTING

13.1 Definitions

1) The term `cavity grouting` shall mean the grouting required to fill the cavities or voids between the excavated profile and the permanent linings to the underground works, including voids due to ground relaxation, and/or the void between the permanent and temporary linings. Cavity grouting shall generally be carried out in two stages, primary and secondary grouting.

2) 'Primary grouting' refers to the initial cavity grouting which takes place immediately after the ring has been built, or in the case of a shield drive, during the shield driving.

Primary grouting will be initial void filler and be to a pressure of not more than 100kN/m^2 above the surrounding hydrostatic pressure.

3) 'Secondary grouting' refers to the subsequent re-grouting of rings.

13.2 Method

1) Prior to commencement, the Contractor shall submit proposals for cavity grouting and obtain the consent of the Employer's Representative. The proposals shall include details and location of the mixing plant and grout pump(s), mix design and constituents, pumping rates and pressures, injection points, the methods of monitoring, recording and controlling the sequence and timing of grouting, the method of preventing grout leakage, and details of the relevant experience of the personnel and supervisors.

2) Single stage backfill grouting shall be done simultaneously with EPB TBM advancement or immediately after the segment ring has been built, so that the tail void is completely filled without any ground loosening or ground settlement. Backfill grouting shall be done with the most suitable material and by the most suitable grouting method.

3) Grouting pressure shall be kept at 1 bar above groundwater pressure at all times. No guiding plastic bar or embedded insert will be required for EPB TBM driven tunnels grouting operation. Backfill grouting material shall have following properties;

a. Not easily segregated
b. Little loss of fluidity
c. Little loss of volume after injection
d. Early strength can be achieved

4) Backfill grouting mix will be pre-tested mainly for consistency and setting time in order to assure the grout is suitable for pumping and does not exhibit significant bleeding at all stages until stiffening.

5) In order to prevent grout material or ground water from intruding into the tail shield, grease is so injected between tail seals as a tail packing material. Tail seals should be replaceable in case tail seals are damaged and grout material intrudes into the tail shield.

6) The segment strength, ground pressure, ground water pressure and slurry pressure shall be taken into consideration when setting the injection pressure. Also, grout shall be injected that a uniform pressure acts on the segment rings.

7) Backfill grouting is important for segment lined tunnel that a grout material should have the prescribed quality. In order to maintain the quality of a mixed grout material, following data shall be recorded periodically;

a. Viscosity,
b. Bleeding,
c. Setting time,
d. Workability,
e. Density-fresh,
f. Density-hardened,
g. Compressive strength.

13.3 Secondary Grouting

Secondary grouting shall be completed as soon as is practicable, but within 14 days of the ring build or 50 meters from the face, whichever is the most critical. Secondary grouting shall be at a pressure not greater than 600 kN/m2, consistent with completely filling all voids.

The secondary grouting shall be carried out where deems to be necessary. The Contractor shall submit proposal of the zones with secondary grouting and obtain the consent of the Employer's Representative.

Secondary grouting will not be required in general. However, at the first few meters of start of tunnel from the portal side, secondary grouting shall be carried out through the grout hole to be drilled through the erector hole on the segment with a pressure of 3-6 bars. The external face of the cavity at the portal face shall be plugged tightly in order to prevent spillage of grout and ensure complete filling of the void.

As the TBM advances, primary injection will continuously be applied through the four injection pipes located on the perimeter of the trailing shield. This method of injection enables continuous and integral filling of the annular cavity with the grout material.

In case the injected grouting volume is less than the calculated void volume or if there is water leakage into the tunnel, secondary grouting shall be performed through erector holes.

However, regardless the above:

a. at the first few meters of the start and end of the tunnel; a secondary grouting will be applied and injection pressure and volume shall be recorded.

13.4 Mix

The grout material and mix shall comply with Appendices No.22, Backfill Injection, Design Standards for Railway Structures and Commentary (Shield Tunnel), 2002.

Selection of the type of grout will depend on the particular tunnel requirements, such as the risk of settlement the need for waterproofing and the soil conditions. Basically, three types of grout shall be used for the cavity grouting of the tunnel depending upon the particular tunnel requirements:

Table 11 Mix type methods

Mix No	Mix Type	Sand	Cover	Geology	GWT
1S	One component	with sand	adequate	good	Static
1W	One component	w/o sand	adequate	moderate	Static
2W	Two component	w/o sand	little	weak	pressurized

Mix design of the grouts to be used for cavity filling shall be prepared and pre-tested. Further, a trial shall be performed to test pumpability and placeability of the grout.

The compressive strength of the grout mix is required to be high enough in time to:

a. Prevent the ground deformation prejudicial to the safety of the environment and
b. Provide a seal against the movement of water and secure the water-tightness and durability of the tunnel.

The minimum strength requirement for the grout as measured from testing 100mm cylinders at 24 hours shall be 1.5 N/mm^2.

13.5 Injection (Primary grouting)

1) The grout injection shall comply with Appendices No.22, Backfill Injection, Design Standards for Railway Structures and Commentary (Shield Tunnel), 2002.

2) The material shall be of two-liquid and instant setting type. The compressive strength of the material shall be as follows;

σ (1 hour) = 0.1 to 0.15 N/mm^2

σ (28 days) >= 2.5 N/mm^2

3) The grouted material shall never be the cause of ground settlement permanently.

13.6 Grout Plugs

Upon completion of grouting, all grout plugs shall be fully tightened into the segment if grout holes are provided on the segments.

13.7 Records

The Contractor shall record at each stage of the grouting process, the quantity and type of grout and the pressure applied at each injection point. Grouting records shall be held in the Contractor's offices and be available for inspection by the Employer's Representative.

13.8 Monitoring Pressures

The Contractor shall monitor secondary grouting pressures and quantities to ensure that grouting does not damage the Works or third party utilities, installations or structures.

13.9 Caulking

Where caulking is specified it shall be carried out after completion of primary and secondary grouting.

13.10 Shafts

Primary grouting to shafts constructed by underpinning with segmental linings shall be carried out after the erection of each ring. The gap around the perimeter of the bottom ring to be grouted shall be sealed to prevent loss of grout under pressure and the seal maintained until the grout has set.

13.11 In-situ Linings and Junctions

All voids remaining unfilled outside the in-situ concrete permanent linings in tunnels and shafts, including junctions, headwalls and the like, shall be grouted and filled up.

13.12 Performance

The minimum strength requirement for the grout as measured from testing 100 mm cubes at 24 hours shall be 1.0 N/mm^2. The Contractor shall carry out his grouting operations consistent with his method statement and with due cognizance of the ground conditions at the time.

Setting times must be verified at the site with the aim of minimizing ground movement and floating of the tunnel lining.

13.13 Verification

1) The Employer's Representative may require proof drilling to be carried out in the crowns of tunnels and/or elsewhere at suitable locations and frequencies. All voids encountered shall be fully grouted, and all drill holes filled using consented-to non-shrink material.

2) In the event that the cavities are not filled or the specification for watertightness is not achieved after secondary grouting, further grouting through additional injection points shall be carried out. Re-grouting and the further grouting shall be continued until a consented-to grouting pressure of up to 600 KN/m2 can be sustained for 1 minute. This pressure shall be dependent upon the overburden and the presence of adjacent structures.

14. WATERTIGHTNESS OF TUNNEL

1) The water tightness of the tunnels as completed is to be as described in Waterproofing section 3.7 of this document.

2) The defense against leakage into the Works shall be provided by the cavity grouting, the sealing strip incorporated into the tunnel rings and as a final measure, grommeting and caulking.

3) Underground water leakage above the tunnel axial level shall be stopped by sealing or injection with suitable materials. Where stopping of leakage is impossible, water shall be led through drain pipes down to the track-side drain.

15. AS-BUILT TUNNEL SURVEY (WRIGGLE SURVEY)

1) The Contractor shall undertake an as-built tunnel survey upon completion of the lining and first trackbed concrete. The survey will include measuring the position of the lining at 5m interval cross-sections, at the crown, invert, axes positions and at intervening quarter points.

2) The Contractor shall be responsible for analysing the results of the as-built survey to demonstrate that there are no infringements of the required cross-sections, and for reviewing the track alignment where appropriate and as may be agreed by the Employer's Representative.

3) Permanent survey monuments, at 40m maximum intervals, shall be established in the tunnel crown, or as directed for the use of the Employer's Representative.

4) The results of the as-built survey shall be provided to the Package-3 Contractor for trackwork, and others as directed by the Employer's Representative.

16. DAILY RECORDS

Daily records shall be kept at all tunnel faces of line, level, square, roll and plumb and the diameter measured horizontally, vertically and diagonally of each ring erected. Equivalent records shall be kept for shafts. The results obtained shall be tabulated and/or plotted each day and copies of these held in the Contractor's site office where they shall be available for inspection by the Employer's Representative.

For TBM drives daily records shall include details of the shield location and alignment, shove-jack pressures, face pressures, spoil volume and grouting volumes and pressures.

17. BACKFILLING OF SHAFTS AND ADITS

Temporary shafts and adits shall be completely backfilled on completion of the Works. Backfill material shall be suitable material consented by the Employer's Representative which may be placed either wet or dry. Adits shall be backfilled in sections working from the Permanent Works.

18. WORKING UNDER COMPRESSED AIR

All work in compressed air where required shall be executed in accordance with Standards Specifications for Tunnelling - 2006: Shield Tunnels, JSCE.

TÊN DỰ ÁN	Dự Án Tuyến Đường Sắt Đô Thị TP. Hồ Chí Minh Đoạn Bến Thành – Suối Tiên (Tuyến số 1) Gói Thầu -1b: Xây dựng (Đoạn ngầm từ KM 0+615 đến KM 2+360)

HẦM KHIÊN ĐÀO – TẤM VỎ HẦM

TIÊU CHUẨN KỸ THUẬT

TÌNH TRẠNG HIỆU CHỈNH

REV. No.	NGÀY	MÔ TẢ	GHI CHÚ
C	23/03/2016	Xuất bản lần ba	Chỉnh sửa theo đệ trình thiết kế cập nhật
B	30/08/2015	Xuất bản lần hai	Chỉnh sửa theo báo cáo thiết kế đệ trình lần hai
A	03/03/2015	Xuất bản lần đầu	Lập lần đầu

	PREPARED BY	CHECKED BY	APPROVED BY
NAME	**Ozturk Ozgur**	**Kenichi Ito**	**Nobuyuki Kawai**
SIGNATURE			
DATE	**23 March 2016**		

Mục lục

1. GIỚI THIỆU 5

2. TỔNG QUÁT 5

3. THIẾT KẾ 5

3.1 Các nguyên tắc thiết kế tổng quát 5
3.2 Tải trọng 7
3.3 Đẩy nổi 8
3.4 Ổn định chống lại sự trồi đất 8
3.5 Không khí nén 8
3.6 Vỏ hầm 9
3.7 Chống thấm 10
3.8 Đường vào tạm hoặc giếng tới 10
3.9 Tiến độ 11
3.10 Phương pháp thiết kế trạng thái giới hạn 12

4. KHẢO SÁT 13

5. CHUYỂN HƯỚNG VÀ BẢO VỆ CÁC TIỆN ÍCH HIỆN HỮU VÀ ĐƯỜNG 14

6. GIÁM SÁT 14

6.1 Giám sát môi trường 14
6.2 Giám sát bảo vệ các kết cấu hiện hữu 14
6.3 Giám sát an toàn thi công 14

7. CÔNG TÁC BẢO VỆ KẾT CẤU HIỆN HỮU 16

8. CÔNG TÁC ĐÀO 16

8.1 Tổng quát 16
8.2 Công Tác đào xuyên mở cửa hầm, tại chỗ giao nhau hoặc các kết cấu tương tự 17
8.3 Các lưu ý của công tác đào 17
8.4 Kiểm soát đào 17
8.5 Đào quá 17
8.6 Các lỗ khoan thăm dò trước đây 17
8.7 Thăm dò 18
8.8 Đối phó với nước 18
8.9 Kết thúc công tác đào đường hầm 18

9. ĐÀO HẦM BẰNG MÁY (MÁY KHIÊN ĐÀO) 19

9.1 Vận chuyển và lắp đặt 19
9.2 Khoan mồi 19
9.3 Khoan chính 19

9.4 Vật liệu thải 19

10. TẤM VỎ ĐƯỜNG HẦM 19

10.1 Thiết kế 19
10.2 Lắp dựng 20
10.3 Lắp thử 20
10.4 Đánh dấu tấm vỏ hầm 20
10.5 Vận chuyển và lưu kho các tấm vỏ hầm 21
10.6 Mối nối 21
10.7 Vòng hầm cuộn 21
10.8 Bu lông 21
10.9 Mặt phẳng 21
10.10 Dải bịt kín 21
10.11 Khe trám 23
10.12 Van phụt vữa 23
10.13 Dung sai hoàn công 23
10.14 Không tuân thủ dung sai 24
10.15 Các tấm bị hư hại 24

11. TẤM VỎ HẦM BÊ TÔNG ĐÚC SẴN 24

11.1 Tổng quát 24
11.2 Vật liệu 24
11.3 Liên kết 25
11.4 Khuôn đúc 25
11.5 Đổ bê tông 25
11.6 Lỗ vữa 25
11.7 Dung sai 26
11.8 Các liên kết 26
11.9 Đổ bê tông và bảo dưỡng 26
11.10 Lớp bảo vệ bê tông 26
11.11 Tháo khuôn 27
11.12 Bốc dỡ và xếp chồng 27
11.13 Bịt kín 27
11.14 Thử nghiệm các tấm vỏ hầm bê tông cốt thép 27

12. VỎ HẦM THAY THẾ 28

13. CÔNG TÁC VỮA 28

13.1 Định nghĩa 28
13.2 Phương pháp thi công 28
13.3 Phun vữa thứ cấp 29
13.4 Hỗn hợp 30
13.5 Công tác phun (Phun vữa chính) 30
13.6 Chốt vữa 30

13.7 Hồ sơ 30
13.8 Giám sát áp lực 30
13.9 Công tác trét 31
13.10 Các ống 31
13.11 Vỏ và các điểm giao đúc tại chỗ 31
13.12 Thực hiện 31
13.13 Việc kiểm tra 31

14. KÍN NƯỚC CỦA ĐƯỜNG HẦM 31

15. KHẢO SÁT HOÀN CÔNG ĐƯỜNG HẦM (KHẢO SÁT VỎ HẦM) 31

16. NHẬT KÝ HÀNG NGÀY 32

17. LẮP LẠI CÁC ỐNG VÀ LỐI VÀO 32

18. LÀM VIỆC DƯỚI KHÍ NÉN 32

1. GIỚI THIỆU

Chương này chỉ định vật liệu, phương pháp và tay nghề đòi hỏi cho việc xây dựng hầm khiên đào, hướng, lối vào, giếng và chỗ giao nhau.

Shimizu-Maeda Joint Operation SMJO (sau đây được gọi nhà Nhà thầu) đã trúng gói thiết kế và xây dựng đoạn hầm của Gói thầu 1b Dự Án Xây Dựng Tuyến Đường Sắt Đô Thị Bến Thành – Suối Tiên (Tuyến 1): Xây dựng (Mặt cắt ngầm từ KM 0+615 đến KM 2+360). Tài liệu tiêu chuẩn kỹ thuật này được dựa trên Hồ sơ mời thầu cho gói thầu 1b: Xây dựng (Mặt cắt ngầm từ KM 0+615 đến KM 2+360) Tập 4 – Tóm tắt Tiêu chuẩn kỹ thuật thi thiết kế sau đây gọi là Tiêu chuẩn kỹ thuật thiết kế và Tập 5 – Tóm tắt Tiêu chuẩn kỹ thuật thi công sau đây gọi là Tiêu chuẩn kỹ thuật thi công.

2. TỔNG QUÁT

1) Tất cả các công việc liên quan đến hầm khiên đào và giếng v.v phải được thực hiện tuân thủ các yêu cầu về Sức khỏe và An toàn như đã nêu chi tiết trong Yêu cầu của Chủ đầu tư.

2) Tất cả các khía cạnh của hầm phải tuân thủ các yêu cầu tương ứng của Yêu cầu của Chủ đầu tư, Tóm tắt Tiêu chuẩn kỹ thuật thiết kế, Tóm tắt Tiêu chuẩn kỹ thuật thi công này, và những tài liệu sau đây;

a. Tiêu chuẩn thiết kế các kết cấu đường sắt và diễn giải (Hầm khiên đào), 2002, Viện nghiên cứu đường sắt, Nhật Bản (RTRI-J)

b. Tiêu chuẩn kỹ thuật cho đường hầm – 2006: Hầm khiên đào, Hiệp hội kỹ sư công chánh Nhật Bản (JSCE)

3) Nơi đường hầm được đào bởi máy khoan hầm (Máy khiên đào) hoặc các phương tiện cơ học khác, các chi tiết của phương tiện này, bao gồm cả bản vẽ chế tạo và các phương pháp làm việc phải được đệ trình như là một phần của Đệ trình Thiết kế.

4) Tất cả công việc phải được thực hiện tuân thủ Kế hoạch An toàn của Nhà thầu và được thự hiện tuân theo các yêu cầu của chương 4, Thi công và các Tiện ích thi công, Tiêu chuẩn kỹ thuật đường hầm – 2006: Hầm khiên đào, JSCE.

5) Máy đào hầm được chọn là một EPB TBM (Máy khoan hầm cân bằng áp lực đất, hay máy khiên đào). Trong tài liệu này từ “TBM” ám chỉ loại máy này, hệ thống dự phòng và tất cả nhà máy và thiết bị cần thiết cho chức năng của chúng.

3. THIẾT KẾ

3.1 Các nguyên tắc thiết kế tổng quát

Theo Tiêu chuẩn kỹ thuật Thiết kế tóm tắt các nguyên tắc tổng quát sau đây sẽ áp dụng cho hầm khiên đào.

1) Hầm sẽ bao gồm cả hai tuyến đôi với khoảng cách ước lượng là một lần bề rộng hoặc một hầm tuyến đôi. Hầm sẽ có là dạng tròn hoặc móng ngựa phụ thuộc vào phương pháp thi công được chọn.

2) Thiết kế vỏ hầm phải tương thích hoàn toàn với biện pháp thi công đề xuất của Nhà thầu. Phương pháp chính là hầm khiên đào với tấm vỏ hầm bằng bê tông đúc sẵn.

3) Mặt cắt hầm phải tổng quát theo tuyến trình bày trên các bản vẽ trừ khi nó có thể được trình bày mà có sự tiện lợi theo cách khác.

4) Thiết kế trạng thái giới hạn như Chương 5, Tiêu chuẩn kỹ thuật đường hầm – 2006: Hầm khiên đào, JSCE phải được sử dụng cho thiết kế của tất cả các kết cấu bê tông ngầm vĩnh cửu.

5) Phương pháp thiết kế cho tấm vỏ hầm phải tuân theo các hướng dẫn của các Tiêu chuẩn thiết kế các kết cấu đường sắt và diễn giải (Hầm khiên đào), 2002, RTRI và Chương 5, Tiêu chuẩn kỹ thuật cho đường hầm – 2006: Hầm khiên đào, JSCE.

6) Do phải tính tới mức độ linh hoạt của vỏ để sử dụng trong các điều kiện đất khác nhau và tính tới kích thước, khoảng cách, thời gian và phương pháp thi công đào kế bên. Độ uốn vỏ vốn có có thể phải được giảm đi để duy trì các giá trị chấp nhận được cho biến dạng của vỏ.

7) Nhà thầu cần xem xét các dữ liệu được cung cấp trong giai đoạn đấu thầu và thực hiện bất kỳ các khảo sát khác được cho là cần thiết. Thiết kế cũng phải xem xét tất cả các tải trọng, các yêu cầu của tiến độ tổng, sự cần thiết của các khảo sát thêm nếu cần, và giới hạn hợp đồng về chuyển vị nền và việc hạ mực nước ngầm.

8) Các thông số địa chất

Nhà thầu phải lấy các thông số địa chất, bao gồm thành phần hóa học của nước ngầm, cần thiết cho thiết kế vỏ từ kết quả khảo sát địa chất hiện có và các báo cáo được cung cấp trong quá trình đấu thầu bổ sung xem như là cần thiết bởi các khảo sát bổ sung của Nhà thầu. Nhà thầu phải có được việc xem xét độc lập về các dữ liệu cung cấp để trợ giúp việc đánh giá. Các thông số địa chất thiết kế được chọn và phương pháp phân tích lớp vỏ phải được sự đồng ý của đại diện Chủ đầu tư trước khi bắt đầu Thiết kế kỹ thuật.

9) Tuổi thọ thiết kế

Tuổi thọ thiết kế đòi hỏi phải đạt được bởi việc sử dụng vật liệu bền vững, bảo vệ ăn mòn, bền hoặc là tránh sự mài mòn v.v. Tất cả các công trình ngầm phải được thiết kế để đạt được độ bền thiế kế tối thiểu sau đây mà không cần bảo trì hoặc bảo trì mức thấp nhất:

- Kết cấu chính chịu tải trọng đất và nước ngầm: 100 năm

10) Nhà thầu phải thiết kế tất cả các lớp vỏ cần thiết cho hầm và giếng bao gồm các lớp vỏ tạm. Nếu các vật liệu độc quyền hoặc các thành phần của nó được đề xuất sử dụng thì Nhà thầu phải chịu trách nhiệm minh họa sự phù hợp cho mục đích chấp thuận của đại diện Chủ đầu tư.

11) Vành, tấm và liên kết

Nhà thầu phải xác định cấu hình của các vành, tấm và các chi tiết của mối nối và liên kết v.v. để phù hợp với điều kiện đất nền, tải trọng, các biện pháp thi công và tất cả các chức năng của công trình hoàn tất như mô tả ở đây. Thiết kế phải định được các khía cạnh bao gồm các phần sau đây một cách thích hợp:

a. Cấu hình vành có thể bao gồm;

- Vành với các mặt cong song song,
- Vành vát cho các độ cong đặc biệt,
- Vành vát thiết kế để đáp ứng độ cong yêu cầu, và
- Mối nối liên tiếp hoặc so le.

b. Kích thước tấm và hình dạng bao gồm:

- Chiều dài vành,
- Chiều dài cung của tấm,
- Chi tiết mối nối,
- Mối nối mặt phẳng dọc hoặc hướng tâm,
- Mối nối không đồng phẳng,
- Mối nối không hướng tâm cho cá tấm chủ chốt, và
- Tấm nêm.

c. Các chi tiết cố định bao gồm:

- Cố định vành với vành,
- Cố định tấm với tấm,
- Để cố định tất cả các thiết bị phù hợp với vị trí tấm, và
- Cầm nắm và lắp dựng.

Thiết kế phải cho phép các sai số trong sản xuất và lắp dựng các tấm.

d. Các thành phần khác

- Van lỗ phụt vữa,
- Miếng đệm, và
- Các vật liệu để đặt và đóng gói.

e. Thiết bị quan trắc và theo dõi để minh họa tính năng của vỏ đã lắp đặt.

3.2 Tải trọng

Tải trọng cho thiết kế hầm khiên đào như đã được liệt kê trong Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu đường sắt và diễn giải (Hầm khiên đào, 2002 sẽ được áp dụng về cơ bản. Các tải trọng đó phải được điều chỉnh phù hợp với Tiêu chuẩn Việt Nam và các điều kiện địa phương như mô tả dưới đây.

1) Phương pháp phân tích phải xem xét các ứng suất nền đất tại chỗ và phải cung cấp chứng cứ và/hoặc các biện pháp cho đại diện Chủ đầu tư để trợ giúp các thông số được chọn trong thiết kế.

2) Phân tích phải được thực hiện của các tải trọng đất thêm vào tác động bởi các kết cấu gần kề dưới mặt đất và phải xem xét các ứng suất bổ sung trong thiết kế của các kết cấu ngầm.

3) Nơi mà hầm kề cận với các tòa nhà và các kết cấu khác, phân tích phải được cung cấp để bảo đảm rằng không có sự mất đi sức chống đỡ nào có thể xảy ra gây nguy hiểm cho các tòa nhà và các kết cấu và độ lún sẽ là phù hợp với Chương 28 của Tập 4 – Tiêu chuẩn kỹ thuật thiết kế tóm tắt.

4) Tất cả các thành phần của kết cấu ngầm phải được định kích thước để chịu được các tải trọng tác dụng như sau;

i. Tĩnh tải bao gồm trọng lượng bản thân của kết cấu cơ bản và các phần tử phụ được chống đỡ và trọng lượng của đất phủ. Chiều sâu của lớp đất phải là chiều sâu thực tế hoặc là tối thiểu 3,0m. Chiều sâu lớn nhất tới trục hầm sẽ được dùng.

ii. Tải trọng giao thông phân bố đều 10kPa sẽ được sử dụng cho chiều sâu bên dưới 3m khi tuyến đi bên dưới đường phố. Khi độ sâu là nhỏ hơn 3m, Nhà thầu phải xem xét đến tải trọng bánh xe như đã đồng ý với đại diện Chủ đầu tư.

iii. Thêm vào trên, tải trọng XB80 chỉ định trong tiêu chuẩn Việt Nam 22 TCN 18-79 phải được xem xét.

iv. Tải trọng từ các kết cấu lân cận hiện hữu hoặc kết cấu lân cận tương lai đã biết bên trên hoặc trong phạm vi ảnh hưởng mà sẽ giữ lại bên trên hầm, hoặc bất kỳ các tải chỉ định trong tương lai nào. Tải trọng móng phù hợp sẽ được tính toán dựa trên chiều cao và loại chiếm dụng hoặc sử dụng.

v. Sự chống đỡ bổ sung, xử lý nền đất hoặc tăng chiều dày bổ sung sẽ được cung cấp trừ khi nó có thể cho thấy biện pháp thích hợp là đã có.

vi. Mực nước ngầm lớn nhất quan sát được, không xét đến sự giảm đi áp lực lỗ rỗng có được bởi sự thấm nào đó vào đường hầm phải được xem xét.

vii. Tải trọng và sự thay đổi tải trọng do các hoạt động xây dựng trong vùng lân cận hầm như là việc đào các đường ngầm, hầm, nhóm cọc, cầu, tường vây và neo cáp ngầm.

viii. Thiết kế vỏ hầm phải xem xét đến sự kề cận của hầm này đến hầm kia, trình tự và thời gian thi công và sự kề cận của các kết cấu hiện hữu gần đó và các dịch vụ tiện ích.

ix. Các lối vào ga, giếng thông gió và các tòa nhà trên mặt đất phải được thiết kế chịu được mực nước cao cao hơn 0,3m trên mực nước lũ 100 năm.

3.3 Đẩy nổi

1) Nhà thầu phải kiểm tra hầm khiên đào về khả năng đẩy nổi do chênh lệch áp lực và sẽ thiết kế kết cấu với các hệ số an toàn thích hợp chống đẩy nổi được cung cấp bên dưới.

2) Các biện pháp thích hợp chống lại lực đẩy nổi sẽ được đưa vào trong thiết kế của Nhà thầu. Biện pháp chọn phải phù hợp với các điều kiện riêng biệt và biện pháp thi công và có thể bao gồm việc tăng tải trọng tĩnh của kết cấu bằng việc;

- Làm dày lên các phần tử kết cấu,
- Cung cấp chiều dày thừa của phần bê tông quay xuống đầu tiên.

Thông thường sẽ không được chấp thuận thay đổi tuyến phương đứng của hầm chỉ để đối phó với lực đẩy nổi.

3) Nhà thầu phải bảo đảm rằng phương pháp của họ và trình tự thi công, biện pháp thích hợp chống lại đẩy nổi được duy trì liên tục.

4) Thiết kế hầm phải được kiểm tra chống lại việc đẩy nổi phù hợp với các phương pháp chỉ ra ở trên. Bất cứ khi nào sự kiểm tra này chỉ ra một trường hợp nguy hiểm thì Nhà thầu với sự lựa chọn của họ, có thể thực hiện phân tích khắt khe hơn tuân theo Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu đường sắt và diễn giải (Hầm khiên đào), 2002, RTRI. Phân tích như vậy phải trình bày rõ ràng hệ số an toàn đạt được bởi thiết kế và phải được đại diện Chủ đầu tư chấp nhận.

3.4 Ổn định chống lại sự trồi đất

Nhà thầu phải kiểm tra sự ổn định của lớp vỏ hầm thi công xong chống lại sự trồi đất bên dưới kết cấu.

3.5 Không khí nén

Ở nơi mà Nhà thầu hoạch định sử dụng làm việc với không khí nén thì tất cả các vách ngăn cần thiết và các cung ứng liên quan trong công trình phải được thiết kế để không có hiệu ứng ngược tới sự toàn vẹn và tuổi thọ thiết kế của công trình vĩnh cửu, bao gồm cả sự kín nước.

3.6 Vỏ hầm

1) Vỏ hầm vĩnh cửu phải gồm tấm bê tông đúc sẵn liên kết bu lông.

2) Các loại vỏ phương án khác có thể được đề xuất theo sự chấp thuận của đại diện Chủ đầu tư.

3) Nhà thầu phải xem xét, không kể những cái khác, những yêu cầu sau đây khi thiết kế vỏ hầm;

a. Đường kính trong phải xét đến việc đủ chỗ cho Khổ thi công, và sự bố trí nền đường ray cung cấp bởi Nhà thầu Gói thầu 3 cho tuyến.

b. Sự cho phép thích hợp cho chuyển động tương đối giữa các đường hầm và kết cấu đào hở phù hợp với Điều 35.1.7 của Tập 4 – Tiêu chuẩn kỹ thuật thiết kế tóm tắt.

c. Nhà thầu phải cung cấp một hệ thoát nước ngược cho đường sắt và tấm sàn đáy (bê tông ngược, giai đoạn 1) đến 530mm bên dưới cao độ ray sau cùng và các hộp đấu nối phù hợp với yêu cầu của công việc đường sắt và những cái khác. Bê tông phần đầu tiên của bệ đường sắt phải có sai số +0mm -30mm và sẽ là bê tông không ván khuôn hoàn thiện bằng bay cứng. Nhà thầu của Gói 3 cho công tác đường sắt sẽ chịu trách nhiệm về phần bê tông nền đường sắt thứ nhì và việc lắp dựng đường sắt.

d. Độ cứng của tấm vỏ phải đủ để giới hạn độ võng cho phép lớn nhất là 1% của đường kính ngoài tấm vỏ. Tải trọng biến dạng được chọn cũng phải xem xét đến tốc độ của sự tăng tải trở lại của áp lực đất phương đứng và phương ngang và trong trường hợp đường hầm nông, khả năng của đất bên trên đường hầm gây ra sức kháng bị động đủ để duy trì sự ổn định của vỏ.

e. Ứng suất gây ra bởi phụt vữa.

f. Tất cả các lỗ khó thấy và các chi tiết nối cần thiết cho sự lắp ráp của công việc bên trong, giá đỡ và thiết bị, cả trong Hợp đồng này hay Hợp đồng cơ điện, những lỗ như vậy hoặc các chi tiết nối sẽ được chi tiết sao cho chúng không có tác dụng bất lợi đến sự toàn khối, kín nước hoặc tuổi thọ của tấm vỏ.

4) Tấm vỏ hầm

Thiết kế của tấm vỏ hầm phải tuan thủ Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu đường sắt và các diễn giải (Hầm khiên đào), 2002, RTRI.

Chi tiết của thiết kế và việc sản xuất tấm vỏ bê tông phải tuân thủ các quy định trong Phụ lục 1: Chi tiết tấm vỏ của Tiêu chuẩn kỹ thuật tóm tắt này.

5) Các biện pháp thi công khác

Các biện pháp thi công khác có thể bao gồm việc chống đỡ tạm theo sau lớp vỏ phụ vĩnh cửu. Nhà thầu sẽ đệ trình cho đại diện Chủ đầu tư để được chấp thuận, các chi tiết đầy đủ của phương án thi công đề xuất bao gồm tiêu chuẩn kỹ thuật của vỏ vĩnh cửu đề xuất kể cả các chi tiết ván khuôn và hoàn thiện bề mặt.

6) Kế hoạch chất lượng của Nhà thầu, không kể những cái khác, sẽ mô tả tất cả các khía cạnh của việc thi công bê tông bao gồm, việc đo lường, trộn, giao hàng, đổ vào vị trí, đầm, gỡ khuôn, sai số vị trí, lấy mẫu bê tông và quy trình thí nghiệm.

7) Kích thước và trình tự của các mẻ đổ và trình tự lắp dựng và liên kết tại công trường của các đơn vị đúc sẵn khác hơn là tấm vỏ hầm phải được đồng ý với đại diện Chủ đầu tư trước khi bắt đầu công việc.

8) Chống đỡ chính sẽ phải;

a. Được thiết kế để giảm đến mức thấp nhất chuyển vị nền và cung cấp một môi trường làm việc an toàn cho thời gian hoạt động yêu cầu của nó,

b. Phải phù hợp với điều kiện thực tế và điều kiện đã tiên đoán và phải được đồng ý trước khi sử dụng bởi đại diện Chủ đầu tư, và

c. Được đi cùng với việc quan trắc, như đã được chấp thuận bởi đại diện Chủ đầu tư, để khẳng định rằng tính năng thực tế là như mong đợi.

9) Chống đỡ phụ phải:

a. comply with the requirements for permanent lining as given in section 3.6, Tuân thủ với các yêu cầu cho tấm vỏ vĩnh cửu như đã cho trong chương 3.6,

b. Tuân thủ các yêu cầu về chống nước trong 3.7,

c. Bao gồm các biện pháp để bảo đảm rằng tất cả các chỗ trống bên ngoài bê tông đổ tại chỗ phải được phụt vữa,

d. Tuân thủ các sai số xây dựng chung, và

e. Hình thành một chuỗi các bước rõ ràng mà chiều dày kết cấu nhỏ nhất được duy trì và bề mặt bên trong của hầm không sai lệch vào trong vị trí thiết kế lý thuyết.

3.7 Chống thấm

1) Trong quá trình thi công trong đất có nước, nước phải được kiểm soát bằng sự cố kết hóa học, làm lạnh đất, không khí nén hoặc các biện pháp khác. Nhà thầu phải đạt được sự đồng ý trước của đại diện Chủ đầu tư về cách xử lý mà họ định chọn. Bơm số lượng lớn nước khiến áp lực nước lỗ rỗng trong vùng lân cận bị thay đổi là không được phép.

2) Một tiêu chuẩn chống thấm cao về tấm vỏ đường hầm sẽ được cung cấp. Mức độ thấm của nước ngầm không được vượt quá 0,125 lít/(m2.ngày) theo tỉ lệ chiều dài. Cho bất kỳ mỗi 10m dài của hầm, mức độ nước xâm nhập phải không được vượt qua 0,25 lít/(m2.ngày)

3) Bất kể các giới hạn ở trên về mức độ thấm nước ngầm, thiết kế phải nhắm đến việc bảo đảm rằng không có sự mất đất xảy ra qua bất kỳ bộ phận nào của kết cấu hoàn chỉnh. Tất cả các lỗ phun vữa phải được lắp các van một chiều.

3.8 Đường vào tạm hoặc giếng tới

1) Phương pháp chủ yếu để vào để lắp dựng, phóng và lấy ra máy đào hầm được mong đợi là trong phạm vi cuối của kết cấu hộp nhà ga. Nếu không thể cung cấp trong thiết kế kết cấu của công trình ga hoặc chương trình

xây dựng, Nhà thầu phải thiết kế giếng vào tạm thay thế bên ngoài tường vĩnh cửu của nhà ga, và chịu trách nhiệm cho việc đạt được tất cả các sự phê duyệt thích hợp từ nhà chức trách tương ứng và đại diện Chủ đầu tư trước khi bắt đầu công việc.

2) Sự cung cấp lối vào tạm trong phạm vi kết cấu hộp nhà ga hoặc bên ngoài tường vĩnh cửu của nhà ga phải được thiết kế và xây dựng để bảo đảm độ nguyên vẹn của công trình tạm và kết cấu vĩnh cửu tại tất cả các giai đoạn của công trình và sự kín nước của của nhà ga và đường hầm hoàn chỉnh.

3) Phạm vi công việc sẽ bao gồm, không kể những cái khác, những thứ sau đây:

a. Bất kỳ sự khảo sát hiện trường bổ sung nào được xem là cần thiết bởi Nhà thầu để thiết kế và thực hiện công việc.

b. Khảo sát địa hình, các tiện ích và điều kiện các tòa nhà.

c. Phân tích các tác động tiềm tàng của chuyển vị đất và thiết kế các biện pháp để kiểm soát những tác động này.

d. Thiết kế kết cấu của giếng để đáp ứng các yêu cầu của Tiêu chuẩn kỹ thuật cho thiết kế đào hở.

4) Nhà thầu phải bảo đảm tính tương thích của thiết kế công trình tạm và công trình vĩnh cửu và tiến độ thi công và các giao tiếp xây dựng được giải quyết.

5) Giếng vào tạm phải được lấp với bê tông hoặc vật liệu được duyệt phù hợp với Tiêu chuẩn kỹ thuật xây dựng tóm tắt. Công trình tạm phải được tháo dỡ cho tới 2m bên dưới cao độ mặt đất ban đầu, trừ khi có chỉ thị khác, trước khi tái lập hiện trạng.

6) Thiết kế và thi công giếng vào tạm

a. Nhà thầu cần chú ý rằng thiết kế và thi công của giếng vào tạm cùng với công trình vĩnh cửu có thể là cần thiết. Thiết kế cần tối thiểu hóa sự xáo trộn giao thông dài hạn tại vị trí này.

b. Kích thước, mặt bằng và thời gian chiếm dụng của không gian đường tại giếng vào này phải được bao gồm trong đệ trình của Nhà thầu để phê duyệt.

3.9 Tiến độ

Nhà thầu phải đệ trình một tiến độ toàn diện của các thí nghiệm cho đại diện Chủ đầu tư chấp thuận để đạt được chất lượng và tính năng của tất cả các yếu tố của tấm vỏ đường hầm, bao gồm;

- Vật liệu tấm,
- Tính thấm nước,
- Sai số sản xuất,
- Tính năng của mối nối và khả năng chịu lực bao gồm ảnh hưởng của việc mối nối không thẳng hàng và phần khập khễnh giữa mối nối thẳng hàng và không thẳng hàng.
- Tính năng của vật liệu đóng gói/sắp xếp cho mối nối,
- Các thí nghiệm uốn ngang để minh họa cho sức kháng về lực kích,

- Tính năng của giải chèn với mối nối thẳng hàng/không thẳng hàng,
- Lỗ phun vữa tự chèn (nếu có), và
- Khả năng chịu lực của tất cả các liên kết.

3.10 Phương pháp thiết kế trạng thái giới hạn

1) Hệ số an toàn áp dụng cho việc thiết kế tấm vỏ hầm bởi phương pháp thiết kế theo trạng thái giới hạn

Bảng 1 Tiêu chuẩn danh nghĩa cho hệ số vật liệu

Limit state	Material factor						
	Concrete		Reinforcement bar	Steel materials		Spheroidal graphite cast iron	Bolt
	Segment	Cast-in-Place		Main girder, Longitudinal rib	Skin plate		
Ultimate limit state	1.2	1.3	1.0	1.05	1.0	1.1	1.05
Serviceability limit state	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Bảng 2 Tiêu chuẩn danh nghĩa cho hệ số phần tử (tấm bê tông)

Limit state	Member factor					
	Main part			Segment joint	Ring joint	Hanging metal fittings
	Bending	Compression	Shear			
Ultimate limit state	1.1	1.3	1.3	1.1	1.15	1.3
Serviceability limit state	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Bảng 3 Tiêu chuẩn danh nghĩa cho hệ số tải trọng

Limit state	Earth pressure		Coefficient of lateral earth pressure	Water pressure	Soil reaction coefficient	Dead weight	Surcharge	Others
	Loosening pressure	Full overburden pressure						
Ultimate limit state	1.30	1.05	0.9	0.9	0.9	1.0	1.1	1.0
Serviceability limit state	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Bảng 4 Tiêu chuẩn danh nghĩa cho hệ số phân tích kết cấu

Limit state	Structure analysis factor
Ultimate limit state	1.1
Serviceability limit state	1.0

Bảng 5 Tiêu chuẩn danh nghĩa cho hệ số kết cấu

Limit state	Structure factor
Ultimate limit state	1.3
Serviceability limit state	1.0

4. KHẢO SÁT

1) Trước khi bắt đầu công tác đào đất, Nhà thầu phải thiết lập hệ thống khảo sát cho việc đào hầm bao gồm tọa độ và độ cao tại mặt đất. Nhà thầu phải phát triển hệ thống khảo sát như đã đề cập ở trên đến cao độ đường hầm trong quá trình đào.

2) Máy TBM phải thẳng hàng một cách chính xác với đường tâm, trong khi các kích đẩy phải tác dụng chính xác phụ thuộc điều kiện đất để duy trì sự ổn định đất.

3) Đường tâm hầm xác định tuyến phương ngang và phương đứng của sai số TBM cho phép được trình bày trong Sai số vỏ bê tông đúc sẵn chương 11.7.

4) Phương pháp đưa ra đường tâm và mốc vào bên trong giếng hoặc đường hầm phải được đề cập nghiên cứu kỹ lưỡng trong hệ thống khảo sát và phải được thực hiện với sự cẩn thận đặc biệt.

5) Một điểm khống chế phải được lắp dựng chắc chắn để phòng ngừa dịch chuyển hoặc mất trong quá trình đào hầm ở một vị trí, nơi mà nó không bị ảnh hưởng bởi lực kích.

6) Khoảng cách giữa các điểm khảo sát phải nhỏ hơn 50m. Các điểm khảo sát phải được đo bằng phương pháp và số lần thích hợp theo sự tiến triển của việc đào hầm bằng TBM.

5. CHUYỂN HƯỚNG VÀ BẢO VỆ CÁC TIỆN ÍCH HIỆN HỮU VÀ ĐƯỜNG

Nhà thầu phải chuyển hướng hoặc bảo vệ các tiện ích hiện hữu như điện, nước, điện thoại, vv và các tuyến đường trước khi khởi công công trình dựa trên kế hoạch chuyển hướng/bảo vệ được chấp thuận bởi các cơ quan liên quan và đại diện của Chủ đầu tư.

6. GIÁM SÁT

Việc giám sát được chia thành các mục sau: 1) giám sát môi trường, 2) giám sát bảo vệ các kết cấu hiện hữu và 3) giám sát an toàn thi công. Chi tiết được trình bày bên dưới:

6.1 Giám sát môi trường

Nhà thầu phải lấy dữ liệu giám sát môi trường từ Đại diện của Chủ đầu tư, và phải tiếp tục quan trắc môi trường.

Nhà thầu phải lắp đặt mới các thiết bị quan trắc cần thiết cho việc quan trắc môi trường trước khi bắt đầu công việc và bắt đầu quan trắc dựa trên sự đồng thuận trong kế hoạch quan trắc môi trường.

6.2 Giám sát bảo vệ các kết cấu hiện hữu

Nhà thầu phải lắp đặt thiết bị giám sát yêu cầu cho việc theo dõi chuyển vị nền tại cao trình mặt đất trước khi tiến hành các công tác bảo vệ cho các kết cấu hiện hữu, và bắt đầu theo dõi dựa trên kế hoạch giám sát được chấp thuận. Chi tiết được mô tả trong mục 28 Quyển 4 – Yêu cầu kỹ thuật thiết kế phác thảo.

6.3 Giám sát an toàn thi công

1) Nhà thầu phải lắp đặt thiết bị giám sát cần thiết cho an toàn thi công trước khi và trong khi thi công, và bắt đầu theo dõi dựa trên kế hoạch giám sát được chấp thuận. Chi tiết được mô tả trong mục 28 Quyển 4 – Yêu cầu kỹ thuật thiết kế phác thảo.

2) Suốt quá trình xâm nhập của máy khoan, nhà thầu phải theo dõi và ghi lại một cách liên tục vị trí và tuyến của máy khoan và tất cả các thông số vận hành cần thiết, đặc biệt những điều có thể ảnh hưởng tới chuyển vị nền và lún nền, bao gồm ít nhất những điều sau:

a. áp lực bề mặt (tất cả các đồng hồ đo);
b. áp lực phun vữa chèn khoảng trống phía sau, và khối lượng vữa chèn được phun;
c. khối lượng vật liệu đào;
d. dữ liệu hoạt động của máy đào, bao gồm mô-men xoắn và vòng quay mỗi phút (RPM);
e. chiều dài và lý trình của mỗi lần đào trên;
f. dữ liệu hoạt động của băng tải vận chuyển chất đào, như mô-men xoắn và số vòng/phút của ru lô.
g. băng tải, hoặc các dữ liệu tương đương cho một hệ thống EPB;
h. Lực xô áp dụng đối với kích đẩy
i. tải kéo phụ trợ;
j. thời gian và quá trình của mỗi lần dừng máy khoan, với một mô tả về các lý do cho việc dừng, kể cả hồ sơ của những thay đổi của máy cắt và bảo dưỡng khác;

k. các vị trí lưỡi cắt bị thay đổi;

l. hồ sơ ngừng TBM, ngắt ra để giải thích việc ngừng trong khoảng thời gian tối đa mười phút;

m. thời gian dừng và khởi động đồng hồ TBM cho mỗi lần đặt phân đoạn vỏ hầm

n. Kiểm tra dữ liệu kiểm soát, bao gồm cả vị trí thực tế của mỗi phân đoạn vỏ liên quan đến vị trí yêu cầu lý thuyết của nó;

o. Loại đất gặp phải, và…

p. bất kỳ sự kiện không bình thường hay bất thường và các dữ liệu khác được yêu cầu sự hiểu biết đầy đủ về quá trình khoan hầm.

Quá trình khoan TBM được ghi lại một cách chi tiết để nhà thầu có thể giám sát đánh giá tất cả các yếu tố kiểm soát, giảm hoặc tăng cường hàng ngày, hàng tuần và hàng tháng mức độ tiến hành. Ở mức tối thiểu, hồ sơ dừng TBM phải được ngắt (khoảng mười phút) cùng với đồng hồ thời gian TBM, vào các loại và các loại phụ sau.

a. TBM bảo trì chung:

i. kiểm tra đầu cắt,

ii. hệ thống dầu nhớt,

iii. hệ thống thủy lực,

iv. Động cơ đầu cắt,

v. hệ thống điện

vi. trục truyền,

vii. thay đổi cắt,

viii. bơm vữa.

b. Hệ thống phụ trợ:

i. cung cấp năng lượng,

ii. không khí / nước / kéo dây điện,

iii. hệ thống thông gió

iv. xe vượt qua,

v. dời băng tải,

vi. tàu chậm trễ,

vii. sự chậm trễ đường ống, (cần cẩu; băng tải, thiết bị xử lý vật liệu đào),

viii. đặt đường ray,

ix. việc chệch ray,

x. thông thủy qua các đoạn cong,

xi. Hệ thống làm mát.

c. Điều kiện địa chất:

i. thăm dò,

ii. lắp đặt đá đỡ,

iii. phun vữa,

iv. Những thay đổi trong chế độ hoạt động (ví dụ như bề mặt không có áp lực tới bề mặt có áp lực),

v. Xử lý nền khác từ bên trong đường hầm.

vi. Khác:

vii. Lực đẩy hầm khoan phản hồi,

viii. Khảo sát vv.

Các dạng của các loại sự cố sẽ được cung cấp cho Chủ đầu tư. Việc giám sát và ghi lại sẽ diễn ra liên tục. Dữ liệu có sẵn bất kỳ lúc nào thông qua máy tính truyền đến văn phòng công trường của nhà thầu. Tất cả dữ liệu sẽ tự động ghi lại, cũng như cả những dữ liệu được ghi bằng tay, bao gồm tất cả việc dừng TBM và sự cố nhỏ, sẽ được nhập vào một cơ sở dữ liệu. Các cơ sở dữ liệu và phần mềm cần thiết phải được cung cấp cho Chủ đầu tư theo yêu cầu.

7. CÔNG TÁC BẢO VỆ KẾT CẤU HIỆN HỮU

Nhà thầu phải thực hiện các công tác bảo vệ cho kết cấu hiện hữu, theo cách mà ảnh hưởng do sự dịch chuyển đất nền nằm trong giới hạn cho phép, trước khi tiến hành công tác đào dựa trên Biện pháp bảo vệ đã được chấp thuận theo mục 28 của Yêu cầu kỹ thuật thiết kế phác thảo.

Các biện pháp cho công tác bảo vệ có thể bao gồm:

a. biện pháp đặc biệt cho đường hầm để giảm thiểu tổn thất đất nền

b. các biện pháp bảo vệ như là:

i. nền móng

ii. cải tạo đất nền

iii. bù đắp bằng vữa chèn

iv. kích kết cấu

v. gia cường kết cấu

vi. tường chắn đất

8. CÔNG TÁC ĐÀO

8.1 Tổng quát

1) Ngoại trừ các chỉ định khác trong Chương này, tất cả các công tác đào trong đường hầm, giếng hầm và các điểm giao cắt phải được tuân theo các yêu cầu trong mục 2 – Công tác đất, và phải tuân thủ các kích thước được thể hiện trong bản vẽ đã được chấp thuận.

2) Trước khi tiến hành công tác đào cho các công trình tạm thời hoặc cố định, Nhà thầu phải chuẩn bị các thiết kế, bản vẽ và biện pháp phù hợp liên quan đến các biện pháp đề xuất công tác của mình. Các biện pháp này phải đảm bảo không gây thiệt hại hoặc làm hư hỏng bề mặt sau khi đào và đảm bảo rằng chuyển vị bề mặt và biến dạng kết cấu ngầm được giữ trong giới hạn cho phép.

3) Dọc theo đường ray của đường hầm không được phép bố trí lối đi bộ trong khi xe vận hành. Lối đi bộ phải được bố trí biệt lập tại nơi thích hợp.

4) Hệ thống xả của bất cứ động cơ đốt trong nào được sử dụng dưới ngầm đều phải phù hợp với thiết bị làm sạch không khí.

5) Sự an toàn của tất cả các công tác đào, kể cả trên mặt đất và dưới ngầm đều do Nhà thầu chịu trách nhiệm trong suốt quá trình thi công. Nhà thầu phải tiến hành các biện pháp, bao gồm hệ chống, kín nước, thoát nước, và cố kết, để thi hành nghĩa vụ này.

6) Thiết kế của các công trình tạm và các hệ chống đất nền, đặc biệt là các vị trí bên dưới sông, đường sắt và đường quốc lộ phải được thẩm tra như yêu cầu trong Biện pháp chất lượng của Nhà thầu.

7) Tất cả công tác khoan hầm dốc phải có biện pháp bảo vệ động cơ.

8.2 Công Tác đào xuyên mở cửa hầm, tại chỗ giao nhau hoặc các kết cấu tương tự

Các biện pháp được sử dụng cho công tác đào xuyên qua phải phù hợp với kích thước và điều kiện địa chất. Bản vẽ thi công của hệ đỡ, thanh chống, thanh giằng và các khía cạnh khác của công tác thi công phải được chuẩn bị và đệ trình cho đại diện Chủ đầu tư cùng với trình tự thi công trước khi tiến hành. Đặc biệt lưu ý tránh làm hư hại đến kết cấu tại nơi đào xuyên qua.

8.3 Các lưu ý của công tác đào

1) Tất cả sự phòng ngừa cần thiết phải được tính đến để ngăn chặn bề mặt đào bị làm yếu hoặc hư hại.

2) Để đảm bảo an toàn cho công tác thi công, nếu cần thiết công tác đào phần ngầm phải được tiến hành liên tục ngày đêm. Nhà thầu có thể cho phép tạm nghỉ cuối tuần và các ngày lễ, miễn là thi công an toàn và được kiểm tra bởi Nhà thầu tại các khoảng thời gian thích hợp.

3) Trường hợp tiến hành đào mở cửa hầm, Nhà thầu phải cung cấp các phương tiện cần thiết để chống đỡ bề mặt trong trường hợp khẩn cấp. Hệ chống phải được duy trì ở trạng thái tốt trong mọi thời điểm, bằng không thì phần hầm khoan phải càng gần càng tốt với mặt hầm. Bản vẽ chi tiết tham khảo của hệ chống gần với mặt hầm phải được cung cấp.

4) Trường hợp công tác đào bị gián đoạn tại bất cứ thời điểm nào, bề mặt đào phải được chống đỡ để ngăn chặn dịch chuyển đất nền.

Nói chung, Nhà thầu phải tiến hành đào liên tục để chuyển vị nhỏ nhất của đất nền trong phạm vi cho phép.

8.4 Kiểm soát đào

1) Kiểm soát đào phải được tiến hành theo phương cách thống nhất.

2) Đào quá phải được giữ mức tối thiểu để duy trì vệ sinh tối thiểu xung quanh máy khoan đường hầm

8.5 Đào quá

Trường hợp đào vượt quá ranh giới đào như đã thể hiện trong bản vẽ đã được chấp thuận thì phải được lấp lại bằng vữa xi măng, bê tông, bê tông phun hoặc các vật liệu bền khác càng nhanh càng tốt để giảm thiểu chuyển vị đất nền.

8.6 Các lỗ khoan thăm dò trước đây

1) Lưu ý các lỗ khoan thăm dò hiện hữu có thể gặp phải trong suốt quá trình khoan. Các lỗ này có thể có hoặc có thể không được bị kín, và là nguyên nhân của sự thâm nhập nước và tương tự trong các đường hầm. Tất cả các bước cần thiết phải được tiến hành để bịt kín bất kỳ lỗ trống được tìm thấy trong các lỗ khoan thăm dò trước đó trước khi xây dựng lớp vỏ hầm.

2) Các vị trí của hố khoan được chỉ định bởi Chủ đầu tư, thể hiện trong Báo cáo khảo sát địa kỹ thuật. Thông tin từ các hố khoan khảo sát trước đó, do đơn vị khác tiến hành, cũng phải được chỉ ra trong các bản vẽ của hồ sơ cung cấp thông tin.

8.7 Thăm dò

1) Khi đào mở cửa hầm, các khu vực xử lý đất nền, các thay đổi về địa chất và thay đổi phương thức đào, Nhà thầu phải thăm dò trước tại khu vực cửa hầm để điều tra và chứng minh đất nền được gặp và nghiên cứu các nguồn nước. Không được đào mở cửa hầm khi chưa được thăm dò như vậy. Thăm dò phải được tiến hành với sự hiện diện của kỹ sư địa chất có trình độ.

2) Nhà thầu phải chuẩn bị kế hoạch cho công tác thăm dò, bao gồm biện pháp thi công và thông tin về chiều sâu thăm dò, tần số, phương pháp và thiết bị được sử dụng. Trong suốt quá trình thăm dò, Nhà thầu phải ghi nhận liên tục 24 giờ/ngày trong trường hợp Chủ đầu tư muốn theo dõi.

3) Nhà thầu phải cung cấp cho đại diện Chủ đầu tư bản báo cáo chi tiết của đất nền từ hố khoan thăm dò, đồng thời phải lưu một bản. Bản báo cáo phải bao gồm:

a. vị trí, hướng và chiều sâu khoan của mỗi hố thăm dò;
b. biểu đồ so sánh chiều sâu khoan yêu cầu với chiều sâu khoan thực tế;
c. vị trí, bản chất và chất lượng của dòng nước ngầm;
d. vị trí và phạm vi của bất kỳ thay đổi trong địa tầng.

4) Số lượng hố thăm dò, vị trí, hướng, khoảng cách đến mặt hầm và mặt ngoài của lưng vòm của đường hầm phải được điều chỉnh bởi loại đất đã được tiên liệu cũng như phương pháp đào.

5) Công tác thăm dò phải được lặp lại và tiến hành gối đầu với 2 hố thăm dò liền kề về phía mặt hầm với khoảng cách phù hợp. Khoảng cách này tương đương tối đa một tuần đào hầm nhưng không nhỏ hơn 20m.

6) Hố thăm dò có đường kính tối thiểu 50mm và có ít nhất hai hố trong phần trên của mặt hầm phải được tìm kỹ tại điểm xa nhất của chúng, các hố phải nhô ra khỏi lưng vòm của đường hầm tối thiểu bằng đường kính của đường hầm.

7) Hố thăm dò phải được trát bằng vữa xi măng, áp lực vữa thông thường là 7 bar nhưng còn tùy thuộc vào việc chất tải, sử dụng cấp phối vữa phù hợp và phương pháp trát.

8) Áp lực vữa và dòng chảy phải được kiểm soát để tránh vượt quá áp lực chất tải hoặc gây ra dịch chuyển hoặc hư hại khác cho các công trình và tài sản lân cận.

9) Trong vùng lân cận của mặt phân giới địa chất, Nhà thầu phải đề xuất và tiến hành thăm dò thêm để xác định chính xác vị trí và bản chất của nó.

8.8 Đối phó với nước

Đối với đất có nước ngầm, nước thấm vào công trình phải được kiểm soát bởi cố kết bằng hoá chất, gia cường đất nền, khí nén hoặc các thiết bị khác để Chủ đầu tư chấp thuận.

8.9 Kết thúc công tác đào đường hầm

Nhà thầu phải đảm bảo phương pháp thi công của mình để tấm vỏ hầm hầm đã thi công là an toàn với bất cứ tải trọng nào. Trong biện pháp thi công và quản lý chất lượng, Nhà thầu phải thể hiện đầy đủ chi tiết về biện pháp thi công và hệ chống tạm để chịu được tải trọng thi công, và biện pháp tạm thời khác được yêu cầu.

9. ĐÀO HẦM BẰNG MÁY (MÁY KHIÊN ĐÀO)

9.1 Vận chuyển và lắp đặt

1) Lắp đặt tại nhà máy

Nhà thầu phải xác định các tiêu chuẩn kỹ thuật trong sản xuất và hiệu suất làm việc của máy trước khi lắp ráp tại công trường.

2) Vận chuyển

Trước khi vận chuyển, Nhà thầu phải khảo sát lộ trình từ nhà máy đến công trường để xác định được các kiện hàng cũng như trọng lượng của nó.

3) Lắp ráp tại công trường

Máy đào phải được lắp ráp để định trước các tiêu chuẩn kỹ thuật và hiệu suất làm việc.

9.2 Khoan mồi

Trong quá trình khoan mồi, Nhà thầu phải thu thập và phân tích các dữ liệu về lực đẩy, lực xoắn, đặc tính của máy khoan về hướng điều khiển, dịch chuyển đất nền,... để xác định đầy đủ biện pháp vận hành như là hướng điều khiển của máy khoan, áp lực của mặt chịu cắt, khối lượng và áp lực của vữa,…

9.3 Khoan chính

Công tác khoan chính phải được tiến hành với biện pháp kiểm soát phù hợp của máy TBM (máy khiên đào) dựa trên các dữ liệu và kết quả phân tích thu được từ giai đoạn khoan mồi.

Trong quá trình đào, máy khiên đào phải được điều khiển chính xác để khoan dọc theo tuyến đã xác định bằng những lực kích thủy lực vận hành hợp lý theo các điều kiện nền và đảm bảo ổn định.

9.4 Vật liệu thải

Các vật liệu thải của máy TBM bị phá huỷ, trừ khi là cần thiết để duy trì cường độ của các thành phần còn lại, phải được Nhà thầu bỏ đi.

Kết cấu thép bị thải ra dùng cho việc đưa lên và tiếp nhận của máy TBM phải được Nhà thầu bỏ đi.

10. TẤM VỎ ĐƯỜNG HẦM

10.1 Thiết kế

Các tấm vỏ hầm phải được thiết kế để đảm bảo đạt được tuổi thọ công trình. Trong trường hợp tấm vỏ hầm bê tông đúc sẵn, phải đặc biệt quan tâm để đảm bảo sự ăn mòn của cốt thép hoặc các thành phần kim loại khác không làm ảnh hưởng đến độ bền của các tấm. Tuy nhiên các yêu cầu trong mục 35 của Yêu cầu kỹ thuật thiết kế phác thảo của dự án xây dựng đường sắt đô thị TPHCM gói thầu 1b: xây dựng, thiết kế phải giả định trường

hợp các biện pháp chống thấm không hoàn toàn hiệu quả và do đó cho phép tính đến tác động của nước ngầm vào bất cứ mặt nào của tấm vỏ hầm.

10.2 Lắp dựng

1) Ngay sau khi công tác đào hoàn tất, tấm vỏ hầm phải được lắp đặt bởi 5 tấm cộng với 1 phần tử khóa thành một vòng, để sau đó việc đào tiếp tục có thể được bắt đầu ngay tức khắc.

2) Khi lắp tấm vỏ hầm, chỉ có kích cần thiết cho việc lắp đặt một tấm sẽ được rút ra.

3) Tấm vỏ phải được lắp đặt cẩn thận để tránh việc lệch của các mối nối và giữ cho vật lạ không rơi vào mối nối tấm. Mối nối các tấm phải được nối một cách an toàn với những tấm khác. Tấm vỏ được lắp bằng máy lắp dựng kiểu chân không.Tấm loại K phải được lắp đúng bằng cách dùng sự chuyển động ngắn của mấy lắp dựng để giữ cho khỏi hư hại các tấm khác.

4) Do lực đẩy truyền vào tận phia sau của đoạn đầu, bu lông các tấm phải được xiết chặt lại tại nơi mà lực dọc không gây ảnh hưởng.

5) Nếu có xảy ra bất kỳ khe nứt nào trên vành trong quá trình tiến của TBM, việc bơm epoxy, xi măng hạt mịn hoặc các loại tương đương thích hợp sẽ được sử dụng để sửa chữa.

10.3 Lắp thử

Trước khi sản xuất đại trà tấm vỏ hầm phải được lắp, ba vòng hầm được liên kết với nhau bằng bu lông trên một bệ phẳng nằm ngang để chứng tỏ làm đúng theo Tiêu chuẩn kỹ thuật của vòng hầm về vật liệu và đường kính. Các vòng hầm được xây chồng lên nhau với khoảng cách các điểm chéo nhau bằng nửa tấm ngoại trừ tấm vỏ hầm mở rộng. Đáy vòng hầm được liên kết bu lông hoàn toàn và liên kết vào bệ đỡ bằng bu lông hoặc cách khác để giữ chặt vị trí và phải được giữ lại như vòng hầm chuẩn cho đến khi thi công xong đường hầm. Thỉnh thoảng, các tấm có thể được yêu cầu xây dựng để xếp thành hai vòng hầm cạnh vòng hầm chuẩn để đảm bảo duy trì giới hạn dung sai và khả năng hoán đổi của các tấm. Thông báo lắp thử phải được gởi cho Chủ đầu tư để thu xếp kiểm tra việc lắp thử.

10.4 Đánh dấu tấm vỏ hầm

1) Tất cả các tấm giao đến công trường phải mang dấu không thể tẩy sạch, được mô tả như bên dưới. Bất kỳ đoạn hầm được giao đến công trường mà dấu không đọc được vì bất kì lý do nào sẽ không được sử dụng cho công trình.

2) Việc đánh dấu không được làm ảnh hưởng đến bất kỳ yêu cầu nào trong Tiêu chuẩn kỹ thuật này, nghĩa là lớp bảo vệ bê tông hoặc chống thấm.

3) Dấu phải bao gồm các thông tin tối thiểu sau đây:

a. Đường kính trong

b. Dạng tấm:

A: bình thường

B: đấu (tấm B phải được đặt gần đầu chốt của tấm K)

K: chốt (tấm K phải được đặt theo phương dọc)

T: vuốt thon

R: điều chỉnh

Đối với dạng tấm vỏ hầm đặc biệt hoặc dạng vuốt thon phải được đánh dấu tại mỗi đầu để đảm bảo được xây dựng theo đúng trình tự và hướng.

c. Dấu của nhà sản xuất

d. Ngày đúc và ký hiệu với chiều cao không nhỏ hơn 50mm để xác định đúc với mẫu thích hợp

e. Tiêu chuẩn và bất kỳ thông tin khác mà Chủ đầu tư yêu cầu.

10.5 Vận chuyển và lưu kho các tấm vỏ hầm

Các tấm vỏ hầm phải được vận chuyển với các đệm gỗ. Khi lưu kho ngoài công trường, các tấm vỏ hầm phải được xếp chồng theo cạnh, trên bệ phẳng với nêm gỗ khi cần thiết. Các tấm vỏ hầm phải được đánh dấu cho phép dễ nhận diện các dạng tấm vỏ hầm khác nhau.

10.6 Mối nối

Mặt tiếp giáp của mối nối phải được làm sạch trước khi liên kết bu lông các đoạn hầm với nhau. Bu lông phải được xiết chặt tại thời điểm lắp dựng mỗi vòng hầm. Về khoan hầm, các vòng tròn bu lông phải được xiết chặt lại trước khi giải phóng lực đẩy.

10.7 Vòng hầm cuộn

Các vòng hầm có thể được cuộn để dễ dàng thi công các lỗ mở, và cũng có thể được cuộn để thuận tiện bảo trì mặt phẳng của vòng hầm. Vòng hầm vuốt thon phải được cuộn phù hợp để đạt đường thẳng đã định rõ và độ dốc phù hợp.

10.8 Bu lông

Chiều dài mỗi bu lông phải đủ cho 2 rông-đen phẳng, 2 rông đen vênh và chiều dày liên kết của giếng hầm và đường hầm.Khi xiết vào đúng vị trí, ren bu lông phải nhô ra khỏi đai ốc ít nhất 3mm.

Mối nối bu lông cho các loại tấm vỏ hầm phải được xiết chặt cẩn thận bằng loại có chỉ thị lực mô men xoắn và không được gây hư hại cho tấm.

10.9 Mặt phẳng

1) Các sai sót trong mặt phẳng của vòng hầm nên được giữ ở mức tối thiểu. Khi xảy ra sai sót, mặt phẳng của vòng hầm phải được chỉnh sửa bằng cách chèn vào vật liệu đàn hồi, bền đã được chấp thuận với chiều dài liên tục tối đa có thể. Miếng đệm tại điểm riêng lẻ không vượt quá 6mm cho tấm vỏ bê tông.

2) Miếng đệm phải được cung cấp với các chiều dày khác nhau, như yêu cầu, nhưng không nhỏ hơn 2mm và các dải bịt kín phải được làm sạch trước khi đặt vào.

3) Trong khoan đường hầm sử dụng vòng hầm vát, miếng đệm không được lớn hơn 3mm tại mỗi mối nối chu vi.

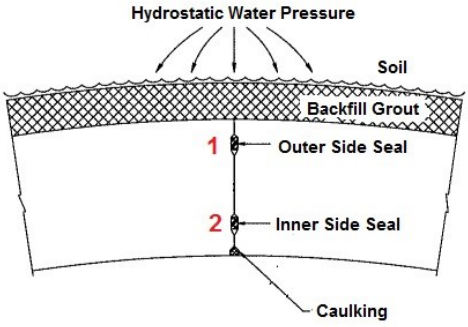
10.10 Dải bịt kín

1) Dải bịt kín là dạng miếng đệm hoặc có thể thấm nước hoặc kết hợp cả hai tại tất cả các mặt giữa các tấm vỏ hầm để cung cấp một miếng đệm chống lại sự xâm nhập của nước ngầm. Nhà thầu phải cung cấp các chứng nhận thí nghiệm hoặc các thông tin khác thể hiện khả năng này như là một phần của hồ sơ đệ trình thiết kế.

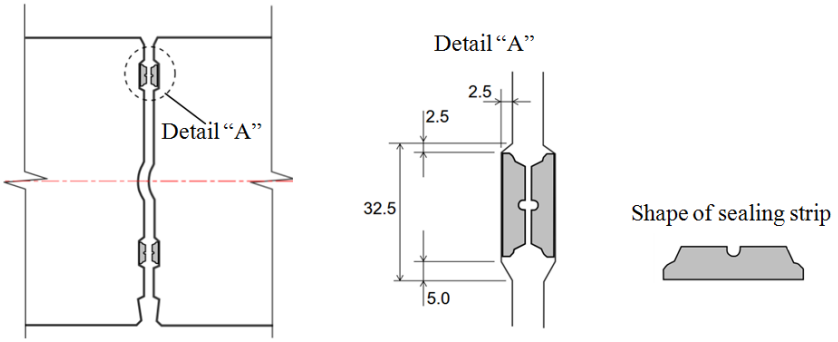
2) Các vật liệu phải được từ cao su trương nở cloropren hoặc tương đương. Nó phải có khả năng chịu được những áp lực lâu dài mà không tổn hại đến việc thực hiện quy định.

3) Các đặc trưng dải hút nước được chọn như sau:

Khe hở ban đầu δ = 3 mm
Phần bù Δ = 5 mm



Hình 6 Dải trám



Hình 7 Các chi tiết điển hình của dải trám

4) Kiểm tra khả năng loại kín nước

Vòng đệm phải có khả năng chịu được áp lực nước mong đợi khi sử dụng trong đường hầm. Miếng đệm được thiết kế để chống lại một áp lực làm việc nước Pw=0.30MPa (= 300kN/m2).

5) Kiểm tra khả năng chèn khe hở giữa các tấm
Kiến nghị rằng các giải chèn phải tiếp xúc với nhau nhẹ hoặc hơn thế (nó phải được nén nhau).

6) Kiểm tra những ảnh hướng đến lắp ráp tấm
Tấm bịt chống thấm được quy định như sau để tránh ảnh hưởng đến tính chính xác của lắp ráp vỏ hầm:
Diện tích mặt cắt ngang của tấm bịt chống thấm $(V_3) \times 2/(Cross\ section\ area\ of\ groove\ (V_1)) \leq 1$

7) Kiểm tra khả năng làm kín nước so với phần bù
Chiều rộng hiệu quả của Tấm bịt chống thấm được lưu giữ để duy trì khả năng làm kín nước chống Snim off-set do giải phóng mặt bằng bulông và vv

8) Các miếng đệm cắt ngang được xác định kích thước để phù hợp với rãnh như chi tiết cho các bề mặt tiếp giáp của tấm vỏ hầm. Dung sai sản xuất được ± 1 mm cho chiều rộng và ± 0,5 mm cho độ dày. **Xem bảng 8**.

Bảng 8 Sai số của rãnh miếng đệm tại các tấm bê tông đúc sẵn

	Sai số (mm)
Rãnh miếng đệm (bề rộng)	+ 1 / - 1
Rãnh miếng đệm (chiều cao)	+ 0,5 / - 0,5
Rãnh miếng đệm (vị trí)	+ 1 / - 1

9) Miếng đệm phải được chế tạo từ các miếng cứng bằng phương pháp đùn với khoảng cách thích hợp để bảo đảm cho miếng đệm chịu nén toàn phần trong phạm vi rãnh tạo nên trong các tấm. Miếng đệm phải có khả năng chịu nén nhiều hơn khi mặt trên của nó bằng với đỉnh của rãnh.

10) Mặt cắt lộ ra phải được liên kết để tạo thành một miếng đệm chữ nhật vừa với rãnh của các tấm. Liên kết góc phải được bắn khuôn và các miếng góc phải là mặt cắt khác nhau từ chiều dài đùn để cho các tính chất kín nước mô tả trong tiêu chuẩn kỹ thuật này đạt được và để tránh quá tải ở những góc của các tấm.

11) Miếng đệm phải được cố định vào trong rãnh đúng trong các tấm vỏ hầm trước khi lắp dựng. Keo dán phải giống như loại được đề nghị bởi nhà chế tạo miếng đệm.

12) Chứng chỉ thí nghiệm hoặc thông tin khác phải được cung cấp như là chứng cứ của khả năng chịu lực của miếng đệm.

13) Ngay trước khi lắp dựng một tấm vỏ đã báo trước miếng đệm phải được kiểm tra về độ sạch và vị trí. Miếng đệm phải được bôi trơn như khuyến cáo của nhà chế tạo.

10.11 Khe trám

Khe trám phải được thực hiện trong các tấm vỏ hầm phù hợp với thiết kế và Tiêu chuẩn kỹ thuật này để đảm bảo rằng vết trám tại các vòng tròn điểm và các điểm hướng tâm có hiệu quá liên tục, chiều sâu của vật liệu được trám tại các điểm sẽ không nhỏ hơn 25mm.

Trước khi trám, tất cả các điểm phải được kiểm tra và làm sạch triệt để. Bất kỳ miếng đệm, vữa hoặc vật liệu xa lạ nhô ra trong phạm vi trám phải được cắt bỏ bằng biện pháp phù hợp.

Trước khi trám, các điểm phải được thổi sạch với vòi phun của máy nén khí để tống ra tất cả mảnh vụn hoặc nước ngay lập tức.

10.12 Van phụt vữa

Công tác vữa phải được tiến hành để cung cấp khả năng chống đỡ trước tiên của đất nền tại mỗi vòng hầm mới của tấm vỏ . Đối với tấm vỏ phía sau máy đào hầm, vữa có thể được tiến hành thông qua các ống tại đuôi máy trong quá trình tiến lên của máy đào.

Đối với tấm vỏ phía sau máy đào hầm, có một hệ thống áp lực bề mặt, hốc vữa phải kết hợp với van 1 chiều để ngăn chặn thất thoát đất và nước trong quá trình phun vữa.

10.13 Dung sai hoàn công

Nói chung, các giếng hầm hoặc đường hầm hoàn công từng đoạn phải tuân theo các dung sai được lưu ý bên dưới. Nhà thầu có thể đề xuất các dung sai thay thế như là một phần trong hồ sơ đệ trình thiết kế của mình.

1) Vị trí hoàn công của đặc trưng cục bộ của đường hầm không được đi chệch quá 75mm so với vị trí thiết kế.

2) Đặc trưng cục bộ của bất kỳ vòng hầm của đường hầm khoan phải không được chệch khỏi đường tròn chuẩn quá ±25 mm. Nghĩa là bất kỳ đường kính trong của vòng hầm hoàn công không khác biệt hơn ±50 mm so với đường kính trong thiết kế.

3) Mặt phẳng của mặt hầm dẫn đầu tại mỗi vòng hầm, bao gồm cả vòng hầm vuốt thon phải không được đi chệch tại bất kỳ điểm nào từ mặt phẳng hơn ±6 mm.

4) Các bước giữa các tấm vỏ hầm tiếp giáp không được lớn hơn ±5 mm.

5) Trục của các vòng tròn lỗ bu lông liền kề nhau không được lệch nhau quá ±5 mm, lỗ khoan cuộn cho phép sai khác tổng cộng ±40 mm so với vị trí thiết kế của bất kỳ vòng hầm.

10.14 Không tuân thủ dung sai

Trường hợp có tấm vỏ hầm không tuân thủ dung sai đã được quy định thì Nhà thầu phải trình cho Chủ đầu tư để chấp thuận, các đề xuất để khắc phục hoặc biện pháp khác để chỉnh sửa khiếm khuyết hoặc vô hiệu hóa tác động của nó cho phù hợp.

10.15 Các tấm bị hư hại

Bất kỳ tấm vỏ hầm bị hư hại hoặc khiếm khuyết phải được đánh dấu không thể tẩy sạch và được thay thế mới bởi Nhà thầu. Những tấm vỏ hầm bị hư hại hoặc khiếm khuyết này sẽ bị huỷ bỏ. Những tấm vỏ hầm không hư hại hoặc không khiếm khuyết sẽ được sử dụng cho công trình.

Các vòng hầm đã được xây dựng rồi bị xô đẩy và hư hại phải được thay thế và xây dựng lại.

11. TẤM VỎ HẦM BÊ TÔNG ĐÚC SẴN

11.1 Tổng quát

Nhà thầu phải cung cấp, để Chủ đầu tư chấp thuận, các chi tiết về tấm vỏ hầm bao gồm thiết kế cấp phối, cấp bền và nguồn vật liệu, phương pháp đầm nén, biện pháp và thời gian sửa chữa, ván khuôn và lắp đặt cốt thép và lắp đặt ống bơm vữa cùng với chi tiết của các thí nghiệm hoặc số liệu liên quan.

Bê tông phải tuân theo các tiêu chuẩn trong Mục 5, Tập 5 – Đề cương Chỉ Dẫn Kỹ Thuật Xây Dựng và yêu cầu trong tập 4, Đề cương Chỉ Dẫn Kỹ Thuật Thiết Kế.

11.2 Vật liệu

1) Các yêu cầu trong mục 5 của Quyển 5 - Đề cương Chỉ Dẫn Kỹ Thuật Xây Dựng phải được áp dụng ngoại trừ trường hợp nhà sản xuất có thể đáp ứng cho Nhà thầu và Chủ đầu tư cường độ mẫu lập phương phù hợp đạt được với các điều khoản của Tiêu chuẩn kỹ thuật này, thử mẫu và các thí nghiệm liên quan có thể được miễn theo quyết định của Chủ đầu tư.

2) Concrete shall meet the following criteria: Bê tông phải đạt được tiêu chuẩn sau:
Cường độ bê tông tối thiểu phải đạt 48 N/mm^2.
Giá trị trung bình độ bền kéo: f_{ctm} = 2,14 N/mm^2
Mô đun đàn hồi: E_c = 39 kN/mm^2
Tỉ lệ nước- xi măng phải nhỏ hơn 0,35.
Hàm lượng xi măng nhỏ nhất phải bằng 275 kg/m^3.

3) Các yêu cầu trong mục 5 của Quyển 5 - Đề cương Chỉ Dẫn Kỹ Thuật Xây Dựng phải phải áp dụng đối với bất kỳ cốt thép có trong tấm vỏ hầm cho các công trình cố định để chịu các ứng suất xử lý. Cốt thép phải đạt được tiêu chuẩn sau:

Đặc trưng cường độ, f_y = 390 N/mm^2 cho thành phần chung.

Mô đun đàn hồi, E_s=210 kN/mm^2

4) Nhà thầu phải được Chủ đầu tư chấp thuận đối với tất cả phụ gia, tác nhân thoát hơi hoặc các thành phần xử lý được sử dụng trước khi bắt đầu sản xuất.

5) Nhà thầu phải đệ trình chi tiết đề xuất cho cấp phối, nếu phù hợp, để thay thế cho xi măng đã được đề xuất. Các thí nghiệm cấp phối sẽ được yêu cầu trước khi tiến hành thi công. Các mẫu thử phải được thí nghiệm sau 28 và 56 ngày về độ xốp, độ đặc chắc và tính không thấm nước. Thí nghiệm thấm nước phải được tiến hành theo bất kỳ biện pháp đã được trình bày chi tiết trong Tiêu chuẩn kỹ thuật cho Kết cấu bê tong, 2002, Thi công, JSCE hoặc tương đương. Hệ số thấm đạt được từ thí nghiệm này phải tối đa 1 x 10^{-12} m/s. Bê tông cũng phải có hệ số thấm khí không lớn hơn 5 x 10^{-8} m/s.

11.3 Liên kết

1) Liên kết giữa các tấm vỏ hầm, cả bán kính và đường tròn, có thể bằng bu lông hoặc hệ liên kết độc quyền của nhà sản xuất đã được chấp thuận.

2) Chi tiết của biện pháp thay thế gắn kết của nhà sản xuất phải được trình cho Chủ đầu tư để được chấp thuận trước khi tiến hành sản xuất.

3) Việc gắn kết không được làm hư hại đến độ bền của tấm vỏ hầm.

4) Liên kết phải có đủ độ bền để chống ăn mòn. Nhà thầu phải trình biện pháp bảo vệ và vật liệu cho Chủ đầu tư chấp thuận trước khi tiến hành thi công.

11.4 Khuôn đúc

1) Nhà thầu phải đệ trình bản vẽ và các chi tiết của khuôn đúc được sử dụng, và chi tiết về biện pháp thi công để được chấp thuận cho sản xuất, sử dụng,…

2) Chủ đầu tư phải chấp thuận mẫu khuôn đúc đạt yêu cầu để sản xuất và đúc tấm vỏ hầm mẫu. Mẫu thử đạt yêu cầu sẽ không được sử dụng mà giữ lại cho mục đích tham khảo .

3) Khuôn đúc không được làm bằng vật liệu dễ bị cong do nhiệt độ. Nhà thầu phải đảm bảo rằng khuôn đúc không bị ảnh hưởng xấu do sự thay đổi nhiệt độ trong quá trình đổ bê tông.

11.5 Đổ bê tông

Trước khi đổ bê tông, các ván khuôn phải được kiểm tra làm sạch. Bất kỳ ván khuôn được dựng lên tách dầu đều phải được loại bỏ trước khi đặt cốt thép. Bê tông phải được đổ trực tiếp vào ván khuôn càng nhanh càng tốt sau khi trộn. Bê tông phải được đầm chặt để đạt độ đặc chắc, đồng nhất và không có lỗ rỗng. Tất cả bề mặt đều phải lành lặn, không bị rỗ, bọt và u lồi. Không chấp nhận sữa chữa cho các tấm vỏ hầm bị khuyết tật.

11.6 Lỗ vữa

Nếu một hệ thống sản xuất độc quyền được đề xuất, việc sử dụng phải được sự chấp thuận của Đại Diện Chủ Đầu Tư. Tất cả lỗ vữa có đường kính tối thiểu 50mm và vừa bước ren của chốt vữa được chế tạo bằng vật liệu bền phù hợp và có thể được xiết chặt bằng cờ lê. Hệ thống sản xuất phù hợp được đề xuất thì được Chủ đầu tư chấp thuận.

11.7 Dung sai

Các kích thước của tấm vỏ hầm bê tông đúc sẵn phải phù hợp với điều khoản 10.3, Tiêu chuẩn thiết kế Kết cấu đường sắt và Chú giải (Hầm khoan), 2002 như được trình bày trong **bảng 7**.

Bảng 9 Dải kích thước cho phép (unit: mm)

Type \ Item		Concrete segment			Ductile cast iron segment			Steel segment		
Segment thickness		+5.0 -1.0*			+5.0 -1.0*			±1.5		
Segment width		±1.0			±0.5			±1.5		
Outer arch length		±1.0			±0.5			±1.5		
Pitch of bolt hole		±1.0			±0.5			±1.0		
Thickness of every part		-1.0			-1.0			-		
Roundness of segmental ring erected horizontally	Diameter of segment (m)	D< 6	6<= D< 8	8<= D	D< 6	6<= D< 8	8<= D	D< 6	6<= D< 8	8<= D
	Diameter of bolt arrangement line	±10	±10	±15	±7	±8	±12	±10	±10	±15
	Diameter of outer arch	±10	±15	±20	±10	±15	±20	±10	±15	±20

* In case the lack of height is local

11.8 Các liên kết

Các mặt tiếp giáp của các tấm vỏ hầm liên kết bu lông phải được đổ khi vòng hầm hoàn thiện được liên kết bu lông với nhau, vòng hầm là hình tròn, và với tất cả các mặt của các mối nối hướng tâm dọc theo mặt tiếp giáp. Các mặt liên kết chu vi phải có bề mặt phẳng để liên kết với các vòng hầm liền kề. Khóa có thể được lựa chọn giữa các liên kết vòng hầm. Với các chi tiết liên quan, các bản vẽ thiết kế phải được tham khảo.

11.9 Đổ bê tông và bảo dưỡng

Nhà thầu phải tuân theo các yêu cầu trong mục 5 của Hướng dẫn thiết kế về đổ bê tông và biện pháp bảo dưỡng cho các tấm vỏ hầm bê tông đúc sẵn. Sau khi tháp ván khuôn, tấm vỏ hầm phải được bảo dưỡng trong nước ít nhất một tuần, tiếp theo là dưỡng khí. Lưu ý đặc biệt về sự thay đổi nhiệt độ và khô ráo trong quá trình dưỡng khí.

11.10 Lớp bảo vệ bê tông

Miếng kê tạo lớp bảo vệ phải bằng nhựa hoặc tương đương được chấp thuận. Lớp bảo vệ được xác định để tạo độ bền yêu cầu trong điều kiện đất nền hiện tại, nhưng không thấp hơn như yêu cầu của Tiêu Chuẩn Kỹ Thuật Thiết Kế:

a. Lớp bảo vệ bê tông (khoảng cách tới cốt thép gần nhất) đến mặt ngoài, các mặt trong và mặt bên của các tấm bắt bu lông: c = 40 mm

11.11 Tháo khuôn

Các tấm vỏ hầm không được tháo khuôn cho đến khi bê tông đạt cường độ không nhỏ hơn 15 N/mm^2. Các tấm vỏ hầm không được vận chuyển đến công trường hoặc xây lắp trong công trình cho đến khi đạt được cường độ của mẫu thử sau 28 ngày.

11.12 Bốc dỡ và xếp chồng

1) Tại thời điểm bốc dỡ và xếp chồng, các tấm vỏ hầm phải đạt được cường độ yêu cầu để tránh bị hư hại hoặc quá tải. Các miếng đệm phải được sử dụng giữa các tấm vỏ hầm nhưng không được đổ chung với tấm vỏ hầm và phải dễ dàng tháo rời. Các tấm vỏ hầm phải được xếp chồng một cách cẩn thận thẳng mép và ổn định.

2) Sau 4 tuần kể từ khi đổ bê tông, tấm vỏ hầm mới được vận chuyển.

3) Phải quan tâm đặc biệt đến công tác bảo vệ để tránh hư hỏng hoặc bị lỗi trong khi xử lý các tấm vỏ hầm . Bất kỳ các tấm vỏ hầm đã bị hư hỏng sẽ được đánh dấu rõ ràng và chuyển ra khỏi công trường và phá hủy.

11.13 Bịt kín

Vật liệu bịt kín cho các tấm vỏ hầm đúc sẵn phải là nhựa epoxy, Thiokol và nhựa urê hoặc tương đương được Chủ đầu tư chấp thuận. Vật liệu phải được áp dụng cho các điểm đã được làm sạch theo hướng dẫn của nhà sản xuất.

11.14 Thử nghiệm các tấm vỏ hầm bê tông cốt thép

1) Cường độ chịu nén phải được tiến hành thí nghiệm trên các mẫu thử từ:

a. hơn 2 đợt lấy mẫu trong tổng khối lượng bê tông được đổ mỗi ngày, hoặc

b. mỗi đợt trong ba phân đoạn tấm. Ba mẫu thử nghiệm phải được chuẩn bị cho mỗi đợt.

2) Nếu xác suất kết quả thí nghiệm cường độ chịu nén không đạt với cường độ kế quá 5% thì tấm vỏ hầm làm từ bê tông có mẫu thử này sẽ không được sử dụng.

3) Máy đo và khuôn phải qua kiểm tra của Chủ đầu tư trước khi tiến hành sản xuất.

4) Việc giám sát lắp đặt cốt thép, đổ bê tông, lớp hoàn thiện bên ngoài và đo đạc phải được thực hiện ở tất cả các tấm vỏ hầm.

5) Việc tiến hành các thí nghiệm như bảng 10 bên dưới, Nhà thầu phải chọn các mẫu thử có sự hiện diện của Chủ đầu tư và xác nhận chúng đạt cường độ yêu cầu.

Bảng 10 Các phương pháp thử tính năng

Type of Segment	Test Method
A	Segment Bending Test (Destructive Test) Joint Bending Test (Destructive Test) Gripper Pulling Test (Design Load) Thrust Test (Design Load)
B and K	Joint Bending Test: B-K-B (Destructive Test)

12. VỎ HẦM THAY THẾ

Nếu Nhà thầu kiến nghị trong hồ sơ thầu để sử dụng một hình thức vỏ hầm khác nhà thầu phải đệ trình để chấp thuận toàn bộ các chi tiết đề xuất của mình. Những đề xuất như vậy phải bao gồm các chi tiết vật liệu, phương pháp, thông số kỹ thuật và thiết kế đủ để trình bày phù hợp với yêu cầu thiết kế.

Nếu những đề xuất như vậy, hoặc bất kỳ thay đổi nào đối với chúng có thể được đệ trình, không được đồng thuận, Nhà thầu phải lựa chọn loại vỏ và phương pháp chỉ định ở đây là phù hợp với công trình.

13. CÔNG TÁC VỮA

13.1 Định nghĩa

1) Từ “phun vữa lấp chỗ rỗng” nghĩa là vữa được yêu cầu để lấp đầy các hốc hoặc lỗ rỗng do ảnh hưởng của công tác đào đến tấm vỏ hầm cố định cho các công trình ngầm, bao gồm các lỗ rỗng do dịch chuyển đất nền, và/ hoặc các lỗ rỗng giữa tấm vỏ hầm cố định và tấm vỏ hầm tạm thời. Khoang vữa phải được thực hiện 2 giai đoạn, lớp vữa chính và lớp vữa phụ.

2) “Phun vữa chính” là công tác phun vữa lấp chỗ rỗng ban đầu được tiến hành ngay khi hoàn thành xong vòng hầm, hoặc trong suốt quá trình khoan hầm.

Phun vữa chính sẽ được lấp đầy lỗ rỗng ban đầu với áp suất không lớn hơn 100 kN/m^2 so với áp lực nước xung quanh.

3) 'Phun vữa thứ cấp' đề cập tới phần sau của chèn vữa lại cho vòng hầm.

13.2 Phương pháp thi công

1) Trước khi tiến hành, Nhà thầu phải đệ trình đề xuất cho công tác phun vữa và được sự chấp thuận của Chủ đầu tư. Đề xuất phải bao gồm các chi tiết và vị trí của máy trộn và máy bơm vữa, thiết kế cấp phối và thành phần, tốc độ bơm và áp lực, các điểm phun vữa, biện pháp theo dõi, ghi nhật ký và kiểm soát trình tự và thời gian của vữa, biện pháp phòng ngừa rò rỉ vữa, chi tiết liên quan đến kinh nghiệm của công nhân và giám sát viên.

2) Giai đoạn đắp vữa đơn phải được thực hiện đồng thời với EPB khoanTBM hoặc ngay sau khi vòng hầm phân khúc đã được xây dựng, do đó khoảng trống phía sau được lấp đầy hoàn toàn mà không có bất kỳ làm lỏng mặt đất hoặc cải tạo đất. Đắp vữa phải được thực hiện với các vật liệu phù hợp nhất và theo phương pháp phun vữa thích hợp nhất.

3) Áp suất bơm vữa phải được lưu giữ tại 1 bar ở trên áp lực nước ngầm trong tất cả các lần. Không có hướng dẫn thanh nhựa hoặc nhúng chèn được yêu cầu cho hướng phụt vữa hoạt động hầm TBM EPB.Vật liệu đắp vữa có tính sau;

a. Không phân tầng dễ dàng
b. Ít thất thoát chất lỏng
c. Ít thất thoát khối lượng sau khi phun
d. Có thể đạt được cường độ ban đầu

4) Hỗn hợp vữa chèn sẽ được kiểm tra trước chủ yếu cho việc thống nhất và thời gian lắp đặt để đảm bảo việc phun vữa là phù hợp cho công tác bơm và không bị thất thoát nhiều tại các giai đoạn đến khi cứng.

5) Để tránh vật liệu phun hay nước ngầm xâm nhập vào đuôi máy khoan, mỡ bò được chèn vào giữa các dải kín đuôi như là vật liệu làm kín đuôi. Các dải kín đuôi có thể được thay thế trong trường hợp dải kín đuôi bị hư hại và vật liệu chèn xâm nhập vafp đuôi máy khoan.

6) Cường độ tấm, áp lực đất, áp lực nước ngầm và áp lực vữa phải được đưa vào xem xét khi thiết lập áp lực phun. Cũng vậy, chèn vữa phải được phun tại áp lực đều tác động lên các phân đoạn.

7) Chèn vữa là quan trọng cho tấm vỏ đường hầm vật liệu vữa nên có chất lượng được mô tả. Để duy trì chất lượng của vật liệu chèn hỗn hợp, các dữ liệu sau phải được ghi lại định kỳ;

a. Độ dẻo,
b. Độ chảy,
c. Thời gian lắp đặt,
d. Khả năng làm việc,
e. Mật độ sạch,
f. Mật độ cứng,
g. Cường độ nén.

13.3 Phun vữa thứ cấp

Phun vữa thứ cấp phải được hoàn thành sớm nhất trong thực tế, nhưng trong vòng 14 ngày phân đoạn được thi công hoặc 50 mét từ bề mặt, tùy theo cái nào quan trọng hơn. Phun vữa thứ cấp phải ở áp lực không lớn hơn 600 kN/m2, phù hợp với việc lấp hoàn toàn các lỗ trống.

Phun vữa thứ cấp phải được tiến hành ở những chỗ cần thiết. Nhà thầu phải đệ trình đề xuất cho những vùng với phun vữa thứ cấp và nhận được sự chấp thuận của đại diện Chủ đầu tư.

Phun vữa thứ cấp nhìn chung không được yêu cầu. Tuy nhiên, ở vài mét đầu tiên bắt đầu đường hầm từ phía cổng lộ thiên, phun vữa thứ cấp phải được tiến hành qua các lỗ phun được khoan qua các lỗ lắp dựng trên tấm với áp lực 3-6 bar. Bề mặt ngoài của các lỗ hổng tại bề mặt cổng phải được chốt chặt để tránh thất thoát vữa và đảm bảo bịt kín lỗ trống.

Khi máy khoan di chuyển lên, phun vữa chính sẽ được áp dụng liên tục qua bốn ống phun nằm ở chu vi đươi máy khoan. Phương pháp khoan này cho phép lấp liên tục và đầy đủ các lỗ trống hình khuyên bằng vật liệu chèn.

Trường hợp lượng vữa phun ít hơn lượng ô trống được tính toán hoặc nếu có nước thấm vào đường hầm, phun vữa thứ cấp phải được thực hiện qua các lỗ lắp dựng.

Tuy nhiên, bất kể những điều bên trên:

a. Tại một số mét đầu của đầu và cuối đường hầm; phun vữa thứ cấp sẽ được áp dụng và áp lực phun và khối lượng phun phải được ghi lại.

13.4 Hỗn hợp

Vật liệu và hỗn hợp vữa phải tuân thủ Phụ lục số 22, Phun lấp, Tiêu chuẩn thiết kế cho kết cấu đường sắt và khuyến nghị (Hầm khiên đào), 2002.

Sự lựa chọn loại vữa sẽ phụ thuộc vào các yêu cầu của riêng đường hầm, như rủi ro lún yêu cầu chống thấm và các điều kiện đất. Về cơ bản, ba loại vữa phải được sử dụng cho tram lỗ trống của đường hầm phụ thuộc vào các yêu cầu của riêng đường hầm:

Bảng 11 Các phương pháp loại trộn

Số hỗn hợp	Loại hỗn hợp	Cát	Phủ	Địa chất	GWT
1S	Một thành phần	Với cát	Đầy đủ	Tốt	Tĩnh
1W	Một thành phần	w/o cát	Đầy đủ	Trung bình	Tĩnh
2W	Hai thành phần	w/o cát	Một phần	Yếu	Có áp lực

Thiết kế hỗn hợp vữa sẽ được sử dụng cho chèn lỗ trống phải được chuẩn bị và được thí nghiệm trước. Hơn nữa, một thử nghiệm phải được thực hiện để kiểm tra khả năng bơm và khả năng làm việc của vữa.

Cường độ nén của hỗn hợp vữa được yêu cầu đủ cao để:

a. Tránh biến dạng nền làm ảnh hưởng đến an toàn của môi trường và
b. Cung cấp tram chống lại dịch chuyển của nước và đảm bảo kín nước và độ bền của hầm.

Cường độ tối thiểu yêu cầu cho vữa như xác định từ thí nghiệm các hình trụ 100mm ở 24 giờ là 1,5 N/mm^2.

13.5 Công tác phun (Phun vữa chính)

1) Phun vữa phải tuân thủ Phụ lục số 22, phun chèn, Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu đường sắt và Khuyến nghị (Hầm khiên đào), 2002.

2) Vật liệu phải là loại lỏng và đông kết ngay. Cường độ chịu nén của vật liệu như sau;

σ (1 giờ) = 0,1 đến 0,15 N/mm^2

σ (28 ngày) >= 2,5 N/mm^2

3) Vật liệu được trám phải không gây ra lún nền dài hạn.

13.6 Chốt vữa

Sau khi hoàn thành việc phun vữa, tất cả các lỗ vữa phải được chốt chặt trong tấm nếu các lỗ vữa được cung cấp trên các tấm.

13.7 Hồ sơ

Nhà thầu phải ghi lại mỗi giai đoạn của quá trình phun vữa, chất lượng và loại vữa và áp lực áp dụng tại mỗi điểm phun. Các hồ sơ phun phải được giữ tại văn phòng Nhà thầu và phải sẵn sang cho việc kiểm tra bởi đại diện Chủ đầu tư.

13.8 Giám sát áp lực

Nhà thầu phải giám sát áp lực và số lượng phun vữa thứ cấp để đảm bảo rằng phun vữa không gây hư hại cho công trình hay các tiện ích, thiết bị hay kết cấu của bên thứ ba.

13.9 Công tác trét

Những nơi công tác trét được chỉ định nó phải được tiến hành sau khi hoàn thành phun vữa chính và phun vữa thứ cấp.

13.10 Các ống

Phun vữa chính với các ống được thi công bởi các móng tấm vỏ phải được tiến hành sau khi lắp dựng mỗi phân đoạn. Khe hở xung quanh chu vi phân đoạn đáy được chèn phải được bịt kín để tránh tổn thất vữa chịu áp lực và việc bịt được duy trì đến khi việc phun được thực hiện.

13.11 Vỏ và các điểm giao đúc tại chỗ

Tất cả khoảng trống chưa được chèn bên ngoài vỏ đường hầm bê tông đúc tại chỗ trong đường hầm và các ống, bao gồm các điểm giao, các tường đầu và tương tự, phải được phun và trét vữa.

13.12 Thực hiện

Cường độ tối thiểu yêu cầu cho vữa như được đo từ thí nghiệm khối 100 mm tại 24 giờ phải là 1,0 N/mm^2. Nhà thầu phải tiến hành các hoạt động phun vữa của mình với công bố phương pháp của mình và với sự nhận định các điều kiện nền tại thời điểm đó.

Các thời gian làm việc phải được kiểm tra tại công trường nhằm giảm thiểu chuyển vị nền và đẩy nổi vỏ hầm.

13.13 Việc kiểm tra

1) Đại diện Chủ đầu tư có thể yêu cầu khoan kiểm tra được tiến hành ở đỉnh hầm và/hoặc đâu đó tại vị trí phù hợp và định kỳ. Tất cả các khoảng trống được gặp phải được chèn đầy đủ, và tất cả các lỗ khoan được chèn sử dụng vật liệu không co ngót được chấp thuận.

2) Trong trường hợp các khoảng trống không được lấp hoặc yêu cầu kỹ thuật cho kín nước không đạt sau khi phun vữa thứ cấp, phun vữa thêm qua các điểm phun bổ sung phải được tiến hành. Phun vữa lại và phun thêm phải được tiếp tục đến khi áp lực phun vữa được chấp thuận lên tới 600 KN/m2 có thể được duy trì trong 1 phút. Áp lực này sẽ phụ thuộc dựa trên đất đắp trên và sự hiện diện của các kết cấu lân cận.

14. KÍN NƯỚC CỦA ĐƯỜNG HẦM

1) Sự kín nước của đường hầm khi hoàn thiện được mô tả trong mục 3.7 Chống thấm của tài liệu này.

2) Việc bảo vệ chống lại thấm nước vào công trình phải được cung cấp bằng chèn vữa ô trống, dải trám khe được kết hợp vào các phân đoạn đường hầm và là biện pháp cuối cùng, bọc và trám lại.

3) Việc thấm nước ngầm bên trên cao trình trục đường hầm phải được ngăn chặn bằng việc trám hoặc phun các vật liệu phù hợp. Trường hợp không thể ngăn nước thấm, nước phải được dẫn qua các ống thoát nước xuống mương thoát bên đường ray.

15. KHẢO SÁT HOÀN CÔNG ĐƯỜNG HẦM (KHẢO SÁT VỎ HẦM)

1) Nhà thầu phải tiến hành khảo sát hoàn công hầm dựa trên hoàn thiện vỏ hầm và bê tông nền ray đầu tiên. Việc khảo sát sẽ bao gồm đo vị trí của vỏ tại các mặt cắt ngang mỗi 5m, tại đỉnh, đáy, vị trí các trục và tại các điểm một phần tư.

2) Nhà thầu phải chịu trách nhiệm phân tích kết quả khảo sát hoàn công để thể hiện rằng không có khiếm khuyết của các mặt cắt, và để đánh giá tuyến hầm phù hợp và có thể được chấp thuận bởi đại diện Chủ đầu tư.

3) Thường xuyên khảo sát các mốc, tại khoảng cách lớn nhất 40m, phải được thiết lập ở đỉnh đường hầm, hoặc được chỉ dẫn cho sử dụng của đại diện Chủ đầu tư.

4) Các kết quả của khảo sát hoàn công phải được cung cấp cho Nhà thầu gói 3 cho công tác định tuyến, và các bên khác theo chỉ dẫn của đại diện Chủ đầu tư.

16. NHẬT KÝ HÀNG NGÀY

Nhật ký hàng ngày phải được giữ tại tất cả bề mặt đường hầm về tuyến, cao trình, diện tích, và độ thẳng đứng và đường kính đo theo phương ngang, phương đứng và phương chéo của mỗi phân đoạn được lắp dựng. Các hồ sơ tương ứng phải được lưu cho các ống. Các kết quả thu được phải được lập bản và/hoặc vẽ đồ thị mỗi ngày và các bản này được giữ tại văn phòng công trường của Nhà thầu nơi chúng sẽ sẵn sang cho việc kiểm tra của đại diện Chủ đầu tư.

Đối với nhật ký hàng ngày khoan máy khoan phải bao gồm các chi tiết của vị trí máy khoan và tuyến, áp lực kích đẩy, áp lực bề mặt, khối lượng đào và khối lượng và áp lực vữa chèn.

17. LẮP LẠI CÁC ỐNG VÀ LỐI VÀO

Các ống và lối vào tạm phải được lấp lại hoàn toàn khi hoàn thành công việc. Vật liệu lấp lại phải là vật liệu phù hợp được chấp thuận bởi đại diện Chủ đầu tư nó có thể được làm dạng ướt hoặc khô. Các lối vào phải được lấp lại ở các mặt cắt làm việc từ công trình dài hạn.

18. LÀM VIỆC DƯỚI KHÍ NÉN

Tất cả công việc yêu cầu dưới khí nén phải được tiến hành phù hợp với Tiêu chuẩn kỹ thuật cho đường hầm - 2006: Hầm khiên đào, JSCE.